

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO: "RELACION DE LA MECANICA DE SUELOS Y LA INGENIERIA CIVIL", LUGAR: DURANGO, DEL 21 AL 22 DE ENERO DE 1982.

P R O F E S O R E S :

- 1.- ING. JAIME MARTINEZ MIER
GERENTE DE ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS
GEOTEC.
LONDRES No. 44,
COL. COYOACAN,
MEXICO 21, D.F.
TEL: 544 20 85

- 2.- ING. BENJAMIN REYES REYES
JEFE DE LA OFICINA DE MECANICA DE ROCAS
SUBDIRECCION DE GEOTECNIA E HIDROLOGIA,
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA,
XOLA Y AV., UNIVERSIDAD,
CUERPO "C", 1er. PISO,
S.A.H.O.P.
MEXICO 12, D.F.
TEL: 519 76 60

EVALUACION DEL PERSONAL DOCENTE

DURANGO, DGO. .

CURSO: "RELACION DE LA MECANICA DE SUELOS Y LA INGENIERIA CIVIL

FECHA: 21y 22 DE ENERO DE 1982.

	DOMINIO DEL TEMA	EFICIENCIA EN EL USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	MANTENIMIENTO DEL INTERES. (COMUNICACION CON LOS ASISTENTES, AMENIDAD, FACILIDAD DE EXPRESION).	PUNTUALIDAD
CONFERENCISTA				
1. ING. JAIME MARTINEZ MIER.				
2. ING. BENJAMIN REYES REYES				
3.				
4.				
5.				
6.				
7.				
8.				
9.				
ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10				

EVALUACION DEL CURSO

3

CONCEPTO		EVALUACION
1.	APLICACION INMEDIATA DE LOS CONCEPTOS EXPUESTOS	
2.	CLARIDAD CON QUE SE EXPUSIERON LOS TEMAS	
3.	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO CON EL CURSO	
4.	CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO	
5.	CONTINUIDAD EN LOS TEMAS DEL CURSO	
6.	CALIDAD DE LAS NOTAS DEL CURSO	
7.	GRADO DE MOTIVACION LOGRADO CON EL CURSO	

ESCALA DE EVALUACION DE 1 A 10

1. ¿Qué le pareció el ambiente en la División de Educación Continua?

MUY AGRADABLE	AGRADABLE	DESAGRADABLE

2. Medio de comunicación por el que se enteró del curso:

PERIODICO EXCELSIOR ANUNCIO TITULADO DE VISION DE EDUCACION CONTINUA	PERIODICO NOVEDADES ANUNCIO TITULADO DE VISION DE EDUCACION CONTINUA	FOLLETO DEL CURSO

CARTEL MENSUAL	RADIO UNIVERSIDAD	COMUNICACION CARTA, TELEFONO, VERBAL, ETC.

REVISTAS TECNICAS	FOLLETO ANUAL	CARTELETA UNAM "LOS UNIVERSITARIOS HOY"	GACETA UNAM

3. Medio de transporte utilizado para venir al Palacio de Minería:

AUTOMOVIL PARTICULAR	METRO	OTRO MEDIO

4. ¿Qué cambios haría usted en el programa para tratar de perfeccionar el curso?

5. ¿Recomendaría el curso a otras personas?

SI	NO

6. ¿Qué cursos le gustaría que ofreciera la División de Educación Continua?

7. La coordinación académica fue:

EXCELENTE	BUENA	REGULAR	MALA

8. Si está interesado en tomar algún curso intensivo ¿Cuál es el horario más conveniente para usted?

LUNES A VIERNES DE 9 A 13 H. Y DE 14 A 18 H. (CON COMIDAS)	LUNES A VIERNES DE 17 A 21 H.	LUNES, MIÉRCOLES Y VIERNES DE 18 A 21 H.	MARTES Y JUEVES DE 18 A 21 H.

VIERNES DE 17 A 21 H. SABADOS DE 9 A 14 H.	VIERNES DE 17 A 21 H. SABADOS DE 9 A 13 Y DE 14 A 18 H.	O T R O

9. ¿Qué servicios adicionales desearía que tuviese la División de Educación Continua, para los asistentes?

10. Otras sugerencias:



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO: RELACION ENTRE LA MECANICA DE SUELOS Y LA INGENIERIA CIVIL. DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE LA DIRECCION GENERAL DE CAMINOS RURALES, S.A.H.O.P.

INTRODUCCION

CIMENTACIONES

PROF. ING. JAIME MARTINEZ MIER.

DURANGO, IGO.
ENERO 21-22.
1982

Cimentaciones para estructuras viales

VIII-1 INTRODUCCION

En este Capítulo se trata de los conceptos fundamentales de la Mecánica de Suelos aplicada que han de utilizarse para proyectar y construir las cimentaciones de las estructuras que requieren las obras viales. En este caso se está usando la palabra estructura en el sentido un tanto restringido, pero común, que cubre las obras de mampostería, concreto o acero que constituyen los puentes y las alcantarillas básicamente, aunque también los muros de retención o estructuras de la misma naturaleza que en forma ya no tan usual pudieran requerirse.

Naturalmente que los principios básicos de la Mecánica de Suelos son los mismos para todos esos casos y, de hecho, también lo son las armas de aplicación que la Mecánica de Suelos ofrece para tales principios; de esta manera, lo que pudiera considerarse el contenido teórico de este Capítulo es relativamente común a los diferentes tipos de estructuras involucrados. En donde aparecen diferencias importantes entre ellos es en la información que proviene del campo experimental, sea de la observación del comportamiento de cimentaciones construidas, del estudio de modelos o del análisis de pruebas de campo. Como quiera que la información experimental juega un papel importante en las actuales técnicas para cimentar, habrá ocasión en las páginas siguientes de diferenciar los criterios a aplicar según las características de la estructura con que se trabaje. También, como se sabe, existen diferentes tipos de cimentaciones, respondiendo a diferentes naturalezas del terreno y a distintos requerimientos y enfoques que plantea el problema de las cimentaciones en general, de manera que, en lo que sigue, será necesario diferenciar las normas a considerar en los diferentes tipos de cimientos.

Finalmente, como se ha dicho tantas veces, la técnica de las cimentaciones tiene en la actualidad mucho de "arte", en el sentido de que muchos de los criterios, normas y reglas empleadas no tienen una sustentación teórica directa y, a veces, casi no la tienen en absoluto, quedando mucho del éxito a lograr en una cimentación en la experiencia precedente, la intuición y el ingenio del ingeniero y aún en otras cualidades más difíciles de definir en los campos estrictamente técnicos, tales como su audacia o su prudencia.

No se pretende que este Capítulo sea compendioso de los numerosos tratados, artículos, resúmenes de "estado del arte", etc., que sobre cimentaciones existen. El lector que aborde este Capítulo debe hacerlo teniendo muy presente la naturaleza de esta obra. Por ello, no se incluirán aquí análisis de detalle de teorías de capacidad de carga o de contribuciones teóricas al problema de las cimentaciones; las referencias que a este material se hagan serán con carácter más que nada informativo, encontrándose la justificación correspondiente en otras fuentes; en cambio procurarán abordarse algunos problemas de índole práctica que suelen ser fuente de ansiedad en el momento de la construcción de las obras.

Una cimentación es en realidad el resultado de la superposición de dos problemas diferentes, si se juzgan las cosas desde el punto de vista de la Mecánica de Suelos. El primero respondería a la pregunta de qué esfuerzo puede comunicar el cimiento o conjunto de ellos al terreno, sin sobrepasar la resistencia de éste, es decir, sin provocar una falla. El segundo contestaría a la no menos importante cuestión de qué deformaciones va a sufrir el suelo y, por ende, la cimentación, al aplicarse tales esfuerzos. El cuerpo de doctrina que dentro de la Mecánica de Suelos contesta la primera pregunta se denomina una teoría

de capacidad de carga; el que conteste la segunda pregunta se llama un método de análisis de asentamientos. Las teorías de capacidad de carga y los métodos de análisis de asentamientos (o en su caso, de expansiones) son la contribución medular de la Mecánica de Suelos al problema de las cimentaciones. Pero una teoría de capacidad de carga y un criterio para el cálculo de asentamientos no resuelven todos los problemas que un ingeniero encuentra en el proyecto y construcción de una cimentación. Por ejemplo, el ingenio y la experiencia de los constructores han desarrollado varios medios de apoyar una estructura en el terreno; es posible que varios de esos satisfagan los requerimientos impuestos por la teoría de capacidad de carga y por el análisis de asentamientos. La elección específica del tipo de cimentación a emplear se basará entonces en otras consideraciones, entre las que las de orden económico jugarán un papel preponderante; pero a su vez, la Mecánica de Suelos podrá orientar el criterio del ingeniero para balancear correctamente todas estas consideraciones, pues la elección óptima del tipo de cimentación quedará, por lo menos en parte, también condicionada a la naturaleza del terreno que se tenga y, en general, a todo un conjunto de factores de interacción suelo-estructura y ello sin contar los muchos casos en que las condiciones del terreno pueden ser determinantes por factores hasta cierto punto ajenos a la capacidad de carga o a la deformabilidad del piso. Piénsese por ejemplo en la influencia que en muchos casos prácticos puede ejercer la permeabilidad del suelo y el flujo del agua. En resumen, la naturaleza del terreno y el tipo de estructura que haya de ser cimentada permitirán llegar a un enfoque más o menos definido del problema de la cimentación a través de las teorías de capacidad de carga y de los métodos de análisis de asentamientos; este enfoque general incluirá seguramente una idea aproximada del tipo de cimentación que debe emplearse, determinando, por ejemplo, si ésta ha de ser del tipo superficial o profundo. El afinamiento y detalle de la cimentación por emplear resultará en general de ponderar las características específicas del conjunto suelo-estructura, los factores económicos y las circunstanciales del caso, como por ejemplo, la disponibilidad de materiales en el lugar o de equipo de construcción. La Mecánica de Suelos juega un papel decisivo en la primera parte del análisis, proporcionando las armas para realizarlo y un papel auxiliar muy importante en la ponderación de los factores de detalle.

Elegida la cimentación, el ingeniero se enfrentará a los problemas constructivos, en todos los cuales la Mecánica de Suelos lo guiará para manejar

correctamente al suelo, que es el medio en el cual la cimentación ha de construirse.

Las teorías de capacidad de carga disponibles suelen tener su origen en estudios de las matemáticas aplicadas y en soluciones a problemas específicos de la Mecánica del Medio Continuo. La Mecánica de Suelos, al tomarlas de esas fuentes, les hizo adaptaciones más o menos importantes para adecuarlas a su empleo en los materiales terrosos reales. Casi todas tienen como punto de partida la solución de Prandtl desarrollada en 1921, al problema de la indentación de un sólido rígido en un medio continuo, semi-infinito, homogéneo e isótropo, bajo condiciones de deformación plana (Refs. 1 y 2); esta solución, desarrollada en el marco de la teoría de la plasticidad, supone el medio indentado rígido plástico perfecto. Un esquema del problema general de la indentación se muestra en la Fig. VIII-1, señalando la forma de la solución para un medio sin peso y puramente cohesivo, en cuanto a sus características de resistencia.

La Fig. VIII-2 muestra la solución de Prandtl para el caso más general en que el medio indentado sea un material rígido-plástico, sin peso, pero con resistencia que posea tanto componente cohesiva como friccionante. También ahora se considera que el cuerpo que se indenta es perfectamente liso, uniformemente cargado e infinito en longitud.

En 1924, Reissner extendió la teoría de Prandtl hasta incluir el caso en que el cuerpo que se indenta lo hace en el interior del medio y ya no en su superficie.

Para el caso mostrado en la Fig. VIII-1 el máximo esfuerzo q_c que pueda aplicarse al sólido sin que se idente en el medio, resulta ser:

$$q_c = (\pi + 2)c \quad (8-1)$$

En páginas subsiguientes de este Capítulo habrá ocasión de mencionar brevemente las principales teo-

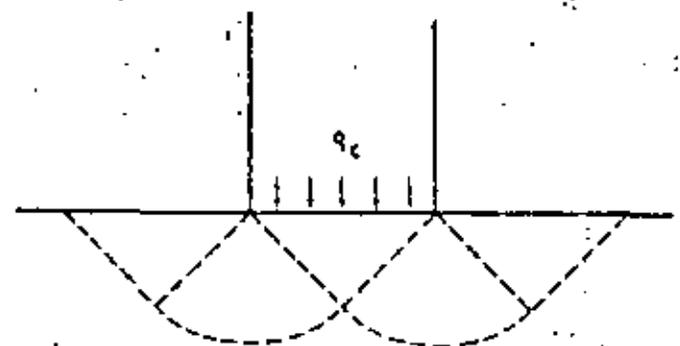


Figura VIII-1. Problema de indentación y solución de Prandtl para un medio sin peso, con $c \neq 0$ y $\phi = 0$ (Refs. 1 y 2).

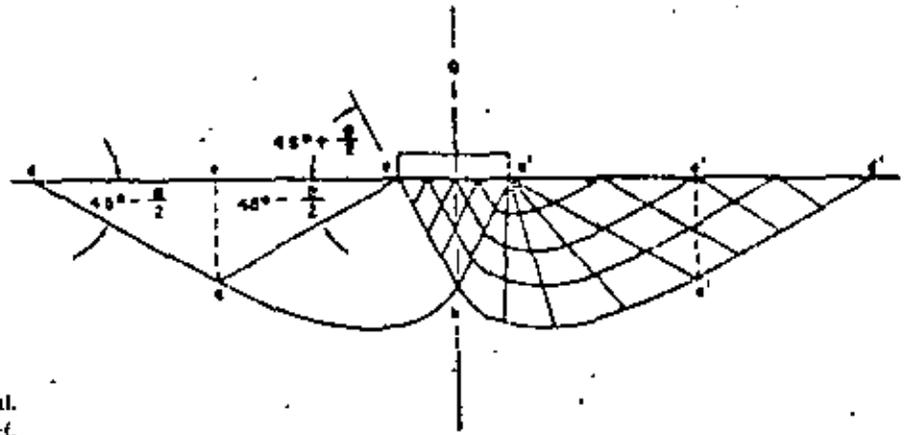


Figura VIII-2. Mecanismo de falla según Prandtl. Suelo cohesivo y friccionante (Ref. 2).

rias de capacidad de carga que la Mecánica de Suelos ha desarrollado para su uso específico y que son utilizadas en la actualidad.

En lo que se refiere al cálculo de asentamientos, la Mecánica de Suelos actual ha desarrollado soluciones elaboradas sólo en el caso de estructuras cimentadas sobre suelos finos arcillosos; se basa en la Teoría de la Consolidación de Terzaghi, cuyos principios generales se han expuesto en el Volumen I de esta obra. En el mismo lugar se comentaron los métodos más usuales para aplicar la teoría al cálculo de los asentamientos propiamente dichos. La compresibilidad de los suelos granulares, también tratada en el Volumen I, ha sido objeto de atención más recientemente y puede decirse que hasta hoy no existen métodos para el cálculo de asentamientos en estos suelos que estén suficientemente corroborados por trabajo de campo; por lo menos, esto es cierto comparativamente a la metodología de soluciones de que se dispone para suelos arcillosos.

Las cimentaciones suelen manejarse como pertenecientes a uno de dos grandes grupos: las superficiales y las profundas.

Las cimentaciones superficiales son aquellas en que la profundidad de desplante no excede de dos o tres veces el ancho del cimiento, sin que pueda ofrecerse un criterio más preciso para diferenciarlas, pues naturalmente no existe una frontera estricta que las delimita.

Los tipos más frecuentes de cimentaciones superficiales son las zapatas aisladas, las zapatas corridas y las losas de cimentación; de éstas, las zapatas aisladas suelen ser la solución más común en puentes y obras similares en que pueda pensarse en el uso de una cimentación superficial, generalmente preferible por razones económicas.

En las vías terrestres, las zapatas aisladas son cuadradas o rectangulares y casi siempre de concreto o mampostería de piedra, empleándose aún bastante este último material en obras pequeñas y en países en que la mano de obra no sea cara o en que

resulte indicado por razones sociales el uso de métodos constructivos que la utilicen. El objetivo básico de una zapata aislada es ampliar el área de apoyo de un elemento estructural para comunicar al terreno esfuerzos a nivel adecuado, vista su resistencia.

Cuando la resistencia del terreno sea baja o las cargas transmitidas a la cimentación sean altas, las áreas requeridas para el apoyo de la cimentación deben aumentarse, llegando al empleo de zapatas corridas, que sostienen varios elementos estructurales de transmisión de carga, o de verdaderas losas de cimentación, que se desarrollan sin interrupciones en el área de apoyo.

No existe ningún criterio preciso para distinguir entre si los tres tipos anteriores de cimiento, siendo la práctica la norma de separación. Tampoco es raro ver cimentaciones combinadas, en las que los tres tipos básicos se entremezclan al gusto del proyectista.

Si aun en el caso de emplear una losa corrida, la presión transmitida al subsuelo sobrepasa la capacidad de carga de éste o se piensa que producirá asentamientos excesivos, evidentemente habrá de recurrirse a soportar la estructura en estratos más firmes, que se encuentren a mayores profundidades, llegando así a las cimentaciones profundas.

La búsqueda de estratos resistentes es la génesis natural de las cimentaciones profundas, de manera que éstas resultarán ser elementos de transmisión de carga que transfieran el apoyo de la estructura a niveles en que haya la resistencia adecuada. Pero a veces los estratos con suficiente resistencia no aparecen dentro de profundidades alcanzables económicamente, generándose así el otro tipo de cimentaciones profundas, en el que los elementos de la cimentación distribuyen por fricción o adherencia sus cargas a espesores suficientemente grandes de suelo.

Los elementos que forman las cimentaciones profundas más frecuentemente utilizadas se distinguen entre sí, en forma arbitraria, por la magnitud de su diámetro o lado, según sean circulares o rectangulares, que son las secciones más comunes. Los pilotes

son los elementos más esbeltos, con dimensión transversal, comprendida entre 0.30 m y 1.00 m; la inmensa mayoría de ellos tienen diámetros o anchos que fluctúan entre 0.30 y 0.60 m; pueden ser de concreto o de acero y hay numerosísimos tipos y variedades. Los elementos cuyo ancho sobrepasa 1.00 m, pero no excede del doble de ese valor suelen llamarse pilas. En rigor no hay dimensión definida entre pilas y pilote y el criterio arriba expuesto tiene como único mérito el ser seguido por un cierto número de especialistas; para otros, una pila es un elemento que, trabajando exactamente igual que una zapata, transmite cargas a mayor profundidad. Todavía existe una tercera corriente de opinión, según la cual la palabra pila se refiere más bien a un procedimiento de construcción del elemento, que incluye un método o conjunto de métodos especiales de excavación. Se construyen de concreto.

Por último, se requieren muchas veces elementos de mayor sección que los anteriores, a los que se llama cilindros, cuando tienen tal forma o cajones de cimentación, cuando son paralelepípedicos; los diámetros de los primeros suelen oscilar entre 3 y 6 m y se construyen huecos, por razones de ahorro de materiales. Siempre son de concreto armado.

La Fig. VIII-3 muestra esquemáticamente los tipos de cimentaciones profundas.

No hay reglas demasiado estrictas para definir los casos en que pudiera asaltar la duda en cuanto a la conveniencia del empleo de cimentaciones superficiales o profundas. Las consideraciones económicas suelen ser el factor decisivo de la elección que finalmente se haga. Es regla general que las cimentaciones superficiales son menos costosas que las profundas,

por lo que en estructuras viales hay una decidida inclinación a hacer uso de las primeras, pero invenciblemente esta favorable relación de costos se irá haciendo menos significativa según aumente la profundidad de desplante, pues es sabido que el costo de las excavaciones a cielo abierto varía con la profundidad muy rápidamente. En México se ha dicho frecuentemente que una cimentación superficial sobre zapatas conviene hasta profundidades aún en el orden de 5 y 6 m, en tanto no haya problemas especiales de agua. El anterior es un problema que limita con mucha frecuencia en vías terrestres el uso de las cimentaciones superficiales, pues en este tipo de obras es muy común que en los lugares de construcción de cimentaciones haya corrientes. Además de que el flujo de agua en las paredes de la excavación y en las masas de suelo que la rodean plantea todos los problemas de estabilidad de taludes que se han mencionado en otras ocasiones, obligando al empleo de ademes que hacen perder la ventaja económica de la solución, produce el inconveniente adicional de anegar el fondo de la excavación dificultando mucho o imposibilitando la realización de los trabajos con los métodos tradicionales a cielo abierto; eliminar estas aguas puede exigir complicados y muy costosos procesos de bombeo que invierten muy fácilmente la balanza económica en favor de las cimentaciones profundas.

VIII-2 TEORIAS DE CAPACIDAD DE CARGA

A continuación se presenta una somera revista de las teorías de capacidad de carga más utilizadas

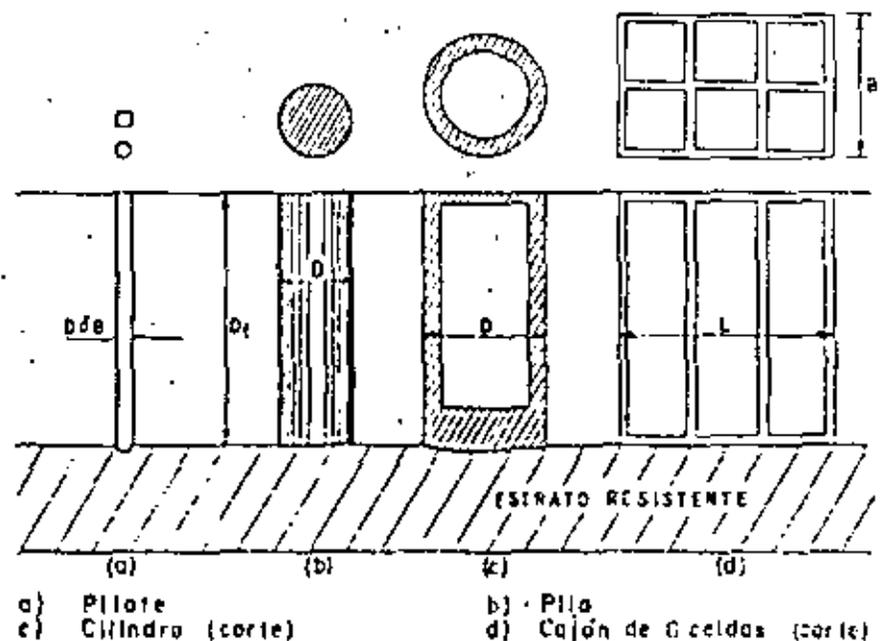
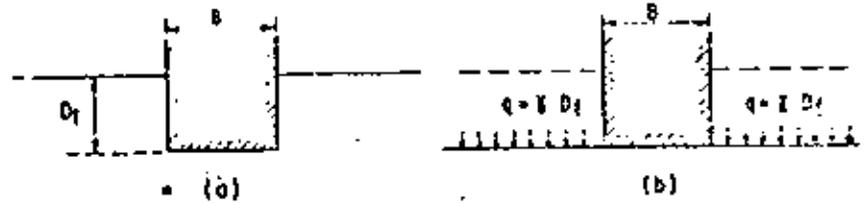


Figura VIII-3. Tipos de cimentaciones profundas.

a) Pilote
b) Pila
c) Cilindro (corte)
d) Cajón de Celdas (corte)

Figura VIII-4. Equivalencia del suelo sobre el nivel de desplante de un cimiento, con una sobrecarga debida a su peso.



para el cálculo. Una mención muy completa de las existentes aparece en la Ref. 3.

A. La teoría de Terzaghi

A partir de 1943 Terzaghi extendió la teoría de Prandtl-Reissner hasta hacerla aplicable a los problemas prácticos de la Mecánica de Suelos (Refs. 1, 2, 4, 5 y 6). La teoría cubre el caso más general de suelos cuya ley de resistencia al esfuerzo cortante queda dada por la expresión:

$$s = c + \sigma \tan \phi$$

Terzaghi despreció la resistencia al esfuerzo cortante (y por ende la contribución en el mecanismo de falla) del suelo situado por arriba de la profundidad de desplante del cimiento (D_f); este material lo influye, según esta teoría, como una sobrecarga actuante en dicho nivel de desplante (Fig. VIII-4).

En la Fig. VIII-5 se muestra el mecanismo de falla propuesto por Terzaghi, para un cimiento de longitud infinita, de área de contacto con el suelo rugosa y uniformemente cargada. La figura está dividida en dos porciones; a la izquierda se ve el estado de cosas antes de producirse la falla del cimiento, que es una verdadera indentación, en tanto que en la parte de la derecha ésta ya se ha producido.

Las principales hipótesis hechas por Terzaghi en relación a su teoría, además de la ya mencionada en relación a la sobrecarga lateral, se refieren a la forma de las líneas que limitan las zonas II, que se postula como una espiral logarítmica y a la aceptación de que los estados de esfuerzos en las zonas III pueden considerarse como los correspondientes a es-

tados plásticos pasivos de Rankine; también se acepta que la resistencia al esfuerzo cortante se moviliza simultáneamente a lo largo de toda la superficie de falla.

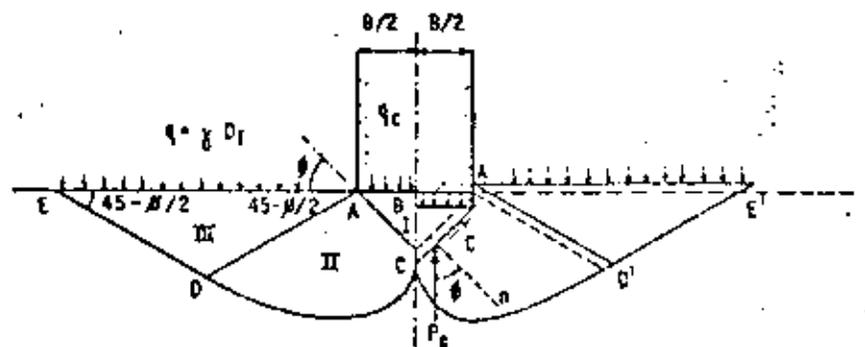
Trabajando matemáticamente su modelo de falla del modo que se detalla en las Refs. 1 y 6, Terzaghi obtuvo como valor límite de la carga que puede transmitir el cimiento, la expresión:

$$q_c = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma BN \gamma \quad (8-2)$$

En la expresión anterior, c es el valor de cohesión que pueda ser atribuido al suelo sobre el que se apoya el cimiento; B es el ancho del cimiento supuesto de longitud infinita; γD_f es el valor de sobrecarga que se pueda considerar actuante al nivel de desplante, que depende, en general, de la profundidad de desplante del cimiento, D_f , y del peso volumétrico del material que quede sobre dicho nivel de desplante. Los términos N_c , N_q y $N\gamma$ son los llamados factores de capacidad de carga de la teoría de Terzaghi. Puede demostrarse en dicha teoría que dependen sólo del ángulo de fricción interna, ϕ , del suelo y son coeficientes adimensionales que caracterizan la capacidad de carga de un suelo dado. N_c se relaciona con la cohesión del suelo, N_q con la sobrecarga existente al nivel de desplante y $N\gamma$ con el peso del suelo que soporta al cimiento. Todos ellos se proponen tanto para cimentaciones superficiales, como profundas.

La condición para aplicar la fórmula 8-2 a un problema práctico es precisamente conocer para ese caso los valores de N_c , N_q y $N\gamma$. La teoría permite establecer expresiones algebraicas para calcularlos, en función del ángulo ϕ . Los valores obtenidos se ilustran en la Fig. VIII-6 (Refs. 1 y 6).

Figura VIII-5. Mecanismo de falla de un cimiento continuo poco profundo, según Terzaghi.



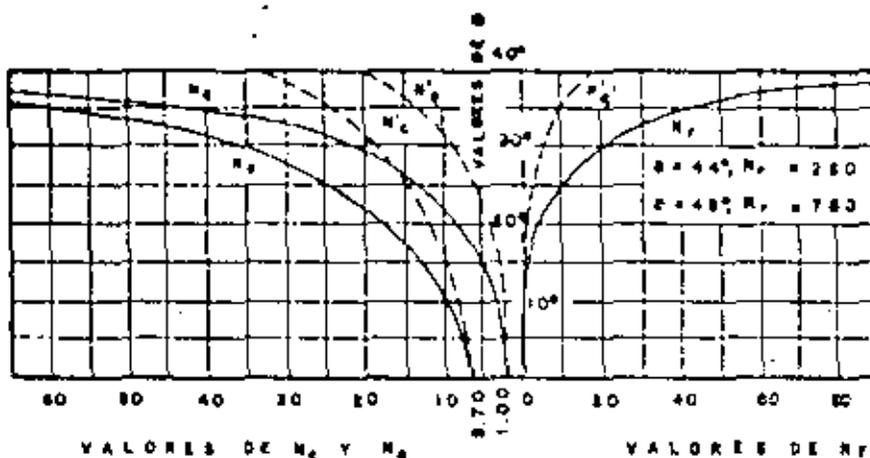


Figura VIII-6. Factores de capacidad de carga para aplicación de la teoría de Terzaghi.

En la Fig. VIII-6 aparecen tres curvas que dan los valores de N_q , N_c y N_γ en función del ángulo ϕ y otras tres (trazo discontinuo) que proporcionan valores modificados de esos factores, N'_q , N'_c y N'_γ . Estos últimos deberán aplicarse, según Terzaghi, cuando pueda presentarse en el cimiento una falla del tipo llamado "local", en contraposición del mecanismo presentado en la Fig. VIII-5, al que Terzaghi llamó "general". En efecto, el propio Terzaghi indica que al ir penetrando el cimiento en el suelo se van produciendo ciertos desplazamientos laterales, de manera que los estados plásticos alcanzan los puntos extremos E y E' (Fig. VIII-5) y en el instante del colapso toda la longitud de la superficie de falla trabaja al esfuerzo límite; pero este mecanismo "general" no puede desarrollarse en todos los suelos. Con referencia a la Fig. VIII-7, Terzaghi considera que en materiales arenosos sueltos o arcillosos blandos, con curvas esfuerzo-deformación como la c_2 , en los que la deformación crece mucho para cargas próximas

a la falla, de penetrar el cimiento no logran desarrollarse los estados plásticos hasta puntos tan lejanos como los E y E' de la Fig. VIII-5, sino que la falla ocurre antes, a carga menor, por haberse alcanzado un nivel de asentamiento en el cimiento que, para fines prácticos, equivale a su falla. Esta es la falla "local", a la que consecuentemente deben corresponder factores de capacidad de carga corregidos y más bajos.

Terzaghi propuso obtener los valores de falla "local" corrigiendo los parámetros de resistencia c y ϕ del suelo cuando exista posibilidad de que se presente ésta; los nuevos valores propuestos son:

$$c' = \frac{2}{3} c \tag{8-3}$$

$$\tan \phi' = \frac{2}{3} \tan \phi$$

Dado un ángulo ϕ en un suelo en que la falla "local" sea de temer, puede calcularse el correspondiente valor de ϕ' con la segunda de las expresiones 8-3. Si con este valor de ϕ' se entrara a las curvas llenas de la Fig. VIII-6 se obtendrían factores iguales a los que se obtienen entrando con el valor original de ϕ en las curvas discontinuas; de esta manera se evita al calculista la aplicación reiterada de la segunda de las expresiones 8-3.

En definitiva, la capacidad de carga última respecto a la falla local queda dada por:

$$q_c = \frac{2}{3} c N'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma \tag{8-4}$$

La teoría arriba expuesta se refiere a cimientos continuos, de longitud infinita normal al plano del papel. Para cimientos cuadrados o redondos, van frecuentes en la práctica, no existe solución dentro de la teoría de Terzaghi; sin embargo, el propio Terzaghi ha propuesto las fórmulas que se presentan a continuación como resultado de experiencia.

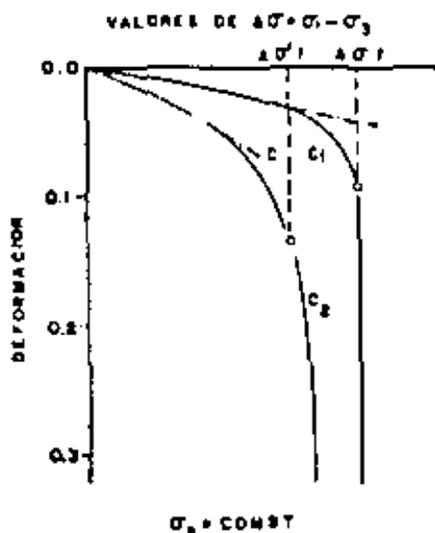


Figura VIII-7. Curvas de esfuerzo-deformación típicas para mecanismo de falla general (1) y local (2), según Terzaghi.

Zapata cuadrada

$$q_c = 1.3cN_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \quad (8-5)$$

Zapata circular

$$q_c = 1.3cN_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma R N_\gamma \quad (8-6)$$

R , radio de la zapata circular.

Los factores de capacidad de carga en las expresiones anteriores se obtienen de la Fig. VIII-6, sean los correspondientes a la falla "local" o "general".

También debe notarse que todas las fórmulas anteriores son válidas para cimientos sujetos a carga vertical y sin ninguna excentricidad.

Muchos proyectistas encuentran poco definidas las condiciones en que han de usarse los factores de capacidad de carga correspondientes a falla "local". Independientemente de que a veces no se dispone de suficiente información confiable en cuanto a propiedades esfuerzo-deformación de los suelos, las formas de las curvas que ameritan el empleo de los factores N' se concretan poco. Efectivamente este es un punto en el que el proyectista no puede contar con una regla fija a que atenerse y su propio criterio y experiencia deberán de decir la última palabra. Algunos de ellos aplican el siguiente criterio con base en información proveniente de pruebas triaxiales en las que se mida la deformación unitaria del espécimen en la falla. Si ésta es menor de 5% aplican los factores N ; si es mayor de 15% aplican los factores N' y, en casos intermedios, aplican valores de capacidad de carga que son una interpolación lineal entre los factores N y los N' . Otros autores han propuesto el uso de las N' en arenas con capacidad relativa menor de 30% y en arcillas con sensibilidad mayor que 10.

Más recientemente se ha mencionado la posibilidad de otro tipo de falla en las cimentaciones superficiales, que es la falla por punzonamiento. Al incrementarse la carga sobre el cimiento ocurre una compresión del suelo bajo él; la zapata puede penetrar en el terreno si ocurre una rotura vertical por corte a su alrededor. En realidad el equilibrio de la cimentación se mantiene, tanto vertical como horizontalmente y el suelo fuera del área cubierta se altera muy poco. Para mantener el movimiento vertical de la zapata se requeriría un aumento continuo en la carga vertical. Este tipo de falla está sujeto a investigación en el momento actual, pero no existe todavía un criterio establecido y experimentalmente comprobado para cuantificar la posibilidad de que se presente en un caso dado.

Para el caso de suelos puramente cohesivos (análisis con base en una prueba triaxial no drenada, por ejemplo), la Fig. VIII-6 permite calcular los siguientes factores de capacidad de carga ($\phi_u = 0$):

$$\begin{aligned} N_c &= 5.7 \\ N_q &= 1.0 \\ N_\gamma &= 0 \end{aligned}$$

Con estos valores la ecuación 8-2 queda:

$$q_c = 5.7 c_u + \gamma D_f \quad (8-7)$$

que por costumbre suele escribirse en términos de la resistencia a la compresión simple ($q_u = 2 c_u$). Así, resulta:

$$q_c = 2.85 q_u + \gamma D_f \quad (8-8)$$

La ecuación 8-8 es válida cuando se considera al suelo puramente cohesivo y el cimiento tiene longitud infinita. Su equivalente para cimientos cuadrados se obtiene de inmediato, operando de la misma manera con la ecuación 8-5. Resulta:

$$q_c = 1.3 \times 2.85 q_u + \gamma D_f \quad (8-9)$$

En la práctica es frecuente utilizar la siguiente expresión para cimientos rectangulares, de ancho B y longitud L , en suelos puramente cohesivos, que no es más que una superposición arbitraria de las ecuaciones 8-8 y 8-9, contenidas ambas como casos particulares extremos (Ref. 7):

$$q_c = 2.85 q_u \left(1 + 0.3 \frac{B}{L} \right) + \gamma D_f \quad (8-10)$$

B. La teoría de Meyerhof

A partir de 1951 (Refs. 8, 9 y 10) G. G. Meyerhof realizó importantes contribuciones al problema de la capacidad de carga de los suelos. Además de las referencias mencionadas, las Refs. 1 y 4 pueden resultar útiles para seguir el curso de estas contribuciones. Básicamente la teoría de Meyerhof añadió la consideración de los esfuerzos cortantes que puedan desarrollarse en el terreno de cimentación por arriba del nivel de desplante del cimiento, cuyo efecto fue dejado de lado por la teoría de Terzaghi, excepto como sobrecarga. En la teoría de Meyerhof, el suelo que rodea al cimiento, por arriba del nivel de desplante es medio de propagación de superficies de deslizamiento.

Para el caso de cimientos largos, de longitud infinita normal al plano del papel, el mecanismo de falla propuesto por Meyerhof aparece en la Fig. VIII-8.

Según Meyerhof, la zona ABB' es de esfuerzos uniformes y puede considerarse en estado activo de Rankine; la cuña ABC , limitada por un arco de espiral logarítmica, es de esfuerzo cortante radial y, finalmente, la cuña $BCDE$ es una zona de transición en la que los esfuerzos varían desde el estado de corte

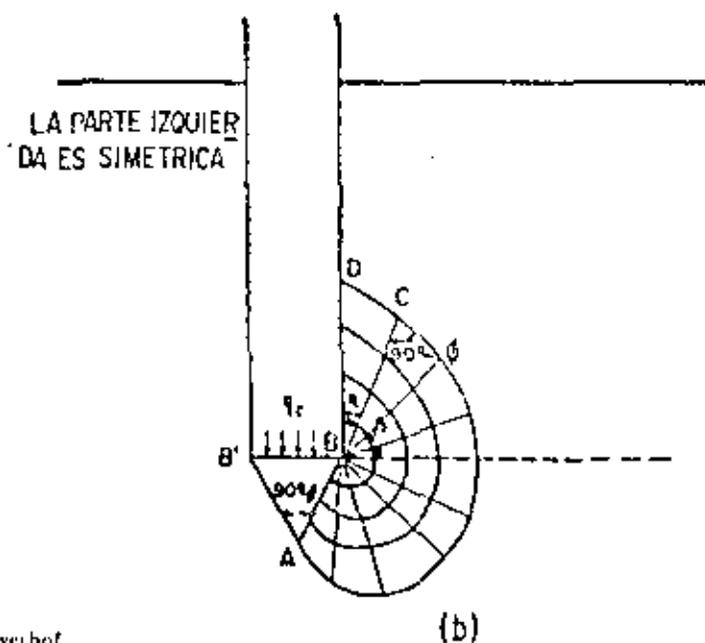
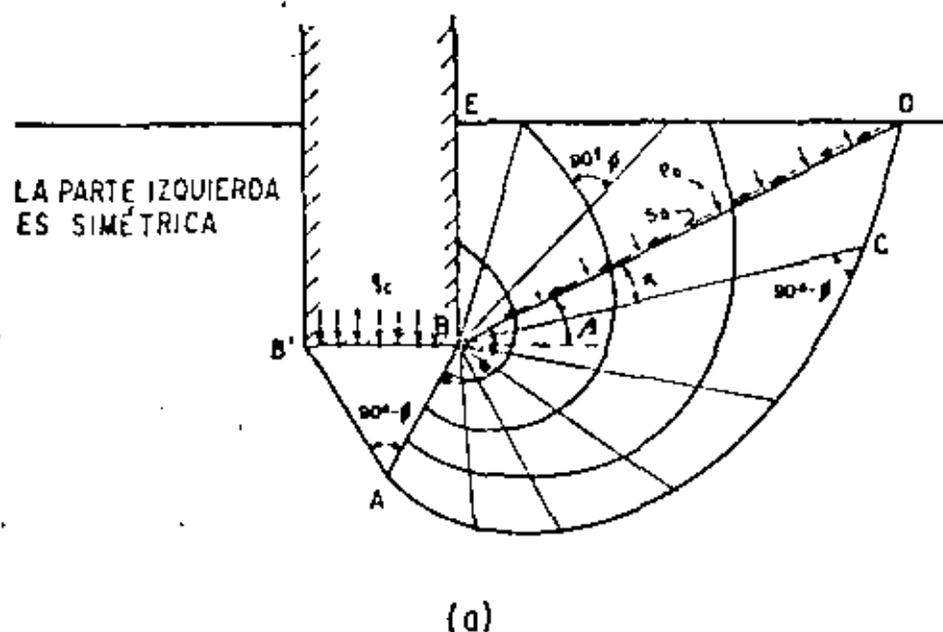


Figura VIII-8. Mecanismos de falla propuestos por Meyerhof.
 a) A poca profundidad.
 b) A gran profundidad.

radial, hasta los correspondientes al estado plástico pasivo.

La expresión a que se llega en la teoría de Meyerhof para expresar la capacidad de carga de cimientos superficiales es del mismo tipo propuesta en la fórmula (8-2), de la teoría de Terzaghi. Para cimientos profundos llegó a la expresión:

$$q_p = cN_c^* + \gamma D_f N_q^* \quad (8-11)$$

que, naturalmente, sólo se refiere a la capacidad en la punta del pilote, pero sin consideración de la fricción lateral en el fuste del mismo; la expresión sólo es aplicable si los pilotes penetran en el estrato resistente por lo menos una longitud $D = 4\sqrt{N_q} B$. La

Fig. VIII-9 muestra los valores de los factores de capacidad de carga N_c , N_q y N_γ que proporciona para cimientos superficiales, así como los de los factores N_c^* y N_q^* para pilotes. La Fig. VIII-9 proviene en realidad de un trabajo posterior de Meyerhof (Ref. 11) y se presentó como una simplificación de las concepciones anteriores; a este mismo trabajo pertenece la ecuación 8-11.

En lo referente a cimientos superficiales, la figura proporciona factores para el caso del elemento infinitamente largo y para el coadyudo. El caso del cimiento rectangular, con una cierta relación B/L no está resuelto, pero los factores pueden estimarse razonablemente (Ref. 11) por interpolación lineal entre los extremos dados por la gráfica $(B/L) = 0$ y

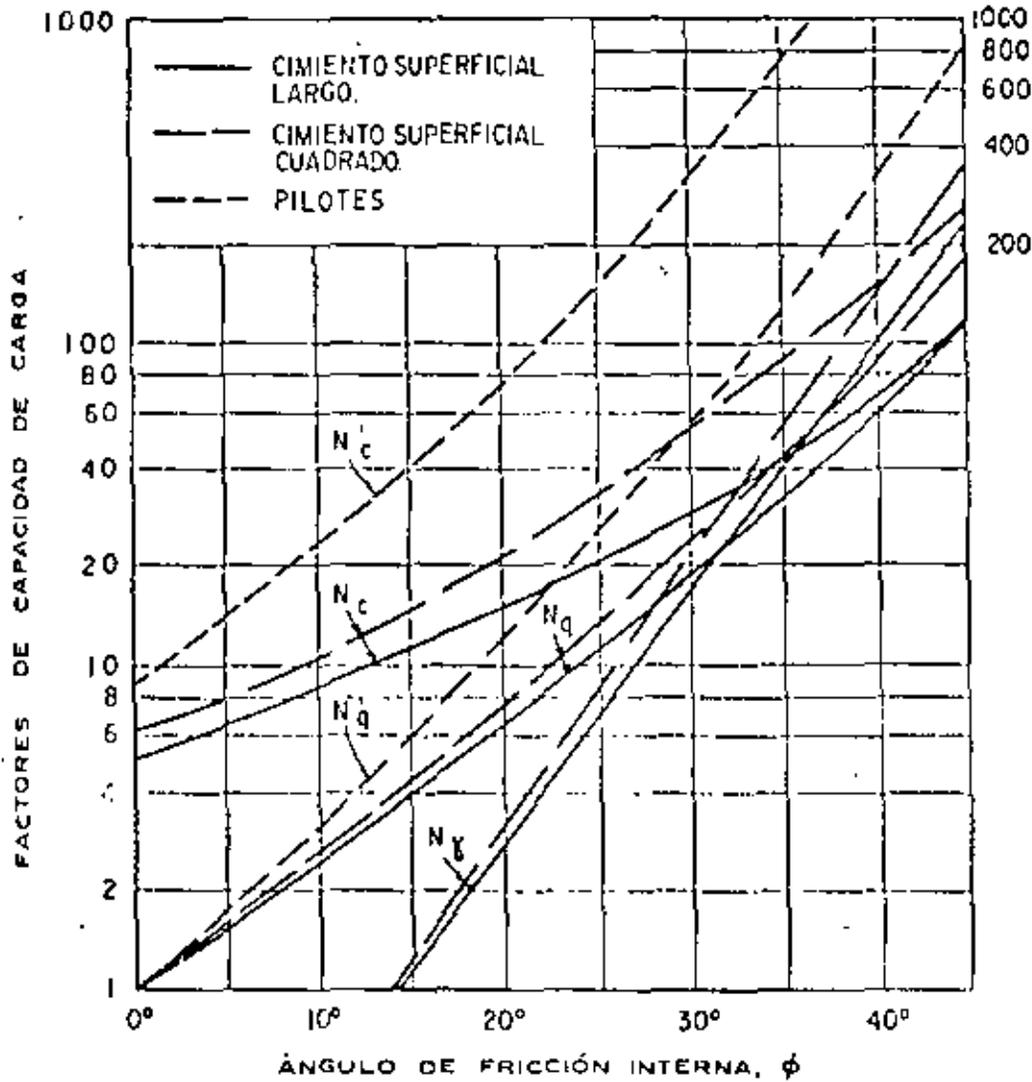


Figura VIII-9. Factores de capacidad de carga según Meyerhof (Ref. 11).

$H/L \approx 1$). Para este caso, Meyerhof recomienda entrar a la gráfica de la Fig. VIII-9 con un ángulo de fricción del suelo corregido (ϕ_{cor}), tal que:

$$\phi_{cor} = (1.1 - 0.1 \frac{H}{L}) \phi \quad (8-12)$$

Siendo ϕ el valor obtenido de pruebas de compresión máxima; la razón de esta corrección estriba en llegar a aplicar un valor del ángulo de fricción interna que sea intermedio entre los que se obtienen en pruebas de deformación plana y triaxiales (Ref. 11). De acuerdo con el tipo de análisis que se decida hacer como conveniente, se usarán los parámetros de resistencia totales (c_u, ϕ_u) o efectivos (c, ϕ).

Para el caso de cimientos superficiales con profundidad de desplante igual o menor que su ancho, los factores de la Fig. VIII-9 pueden aún aumentarse por efecto de la resistencia que se desarrolle en el suelo sobre el nivel del desplante (Ref. 11); para ello se multiplican respectivamente por los siguientes números:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{N_\phi} \frac{D_f}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \text{ para } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{N_\phi} \frac{D_f}{B}, \text{ para } \phi > 10^\circ \quad (8-13)$$

Donde N_ϕ tiene la significación usual en empuje de tierras (Cap. V del Volumen I de esta obra) y las demás letras tienen los sentidos usuales en este capítulo. Para profundidades de desplante mayores que el ancho del cimiento, estos "factores de profundidad" disminuyen de valor y ya no deben tomarse en cuenta.

C. La teoría de Skempton (Ref. 12)

Terzaghi, en su teoría aplicada a suelos puramente cohesivos, no toma en cuenta para fijar el valor de N , la profundidad de penetración del cimiento en el estrato de apoyo, D . Así, en la Fig. VIII-10, los



Figura VIII-10. Influencia de la profundidad de desplante en el valor N_c en suelos puramente cohesivos.

dos cimientos mostrados tendrían la misma capacidad en lo referente a la influencia de la cohesión, es decir, al valor de N_c .

Es claro que, según Terzaghi, la capacidad de carga total no sería la misma en los dos cimientos, a causa del diferente valor del término $b D_f$, pero puede considerarse como una cuestión de sentimiento que el valor N_c debe ser diferente en los dos casos. En efecto, si se piensa en términos de superficies de falla, el cimiento más profundo tendrá una superficie de mayor desarrollo en la cual la cohesión trabajará más, a lo que deberá corresponder un valor mayor de N_c . Skempton realizó experiencias para cuantificar estas ideas y encontró que efectivamente N_c no es independiente de la profundidad de desplante, sino que aumenta con ella, si bien este aumento no es ilimitado.

Skempton propuso adoptar para la capacidad de carga en suelos cohesivos una expresión de forma análoga a la de Terzaghi, según la cual:

$$q_u = c N_c \pm \gamma D_f \tag{8-14}$$

La diferencia estriba en que ahora N_c no siempre vale 5.7, sino que varía en la relación $\frac{D}{B}$, en

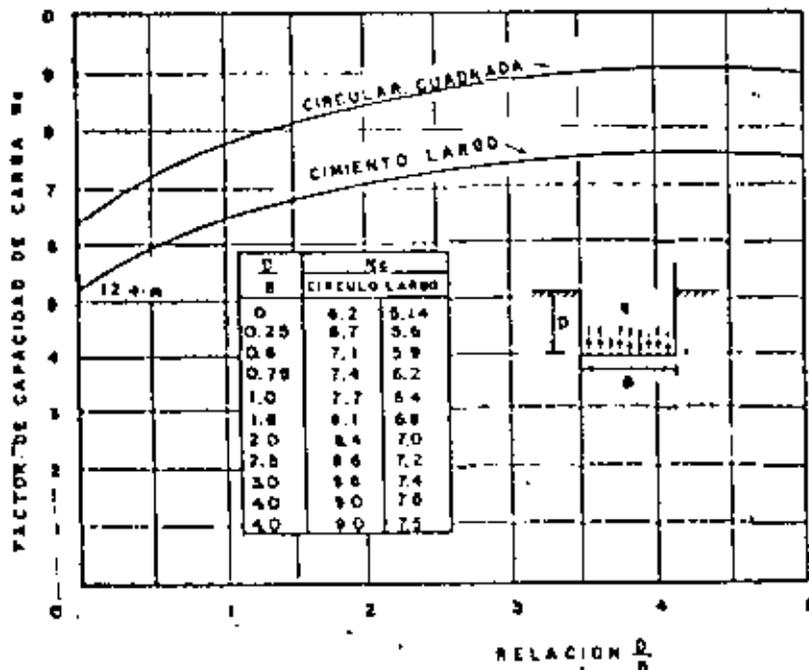


Figura VIII-11. Valores de N_c según Skempton, para suelos puramente cohesivos.

que D es la profundidad en que el cimiento está embebido dentro del estrato resistente y B es el ancho del propio cimiento. En la Fig. VIII-11 se muestran los valores obtenidos por Skempton para el coeficiente N_c a aplicar en la fórmula (8-14); se ven los valores correspondientes a cimientos largos y a cuadrados y circulares. Tanto la fórmula como los coeficientes pueden aplicarse en principio a cimientos poco profundos y a cimientos profundos apoyados en estratos de arcilla.

En suelos heterogéneos estratificados, el término γD_f de la fórmula (8-14), que representa la presión del suelo adyacente en el nivel de desplante, deberá calcularse tomando en cuenta los diferentes espesores de los estratos, con sus respectivos pesos específicos, considerando al suelo en la condición en que se encuentre (saturado, seco, parcialmente saturado o sumergido). La distinción entre D_f y D , tal como se maneja en la teoría de Skempton, puede verse en la Fig. VIII-12.

D. Otras teorías de capacidad de carga

Existen otras teorías de capacidad de carga debidas a diferentes autores, en las que usualmente se conserva la expresión (8-2) para expresarla, variando únicamente de una teoría a otra los valores de los factores de capacidad de carga N_c , N_q y N_γ . Este hecho, impuesto por la tradición y la costumbre, debe considerarse afortunado, pues permite establecer comparaciones entre las diversas teorías de un modo muy objetivo y sencillo.

Brinch Hansen (Figs. 13, 14 y 15) proporciona la siguiente fórmula para cimentaciones superficiales

TABLA VIII-1

Factores de capacidad de carga según Brinch Hansen
(Refs. 13, 14 y 15)

Factor	Valor del ángulo de fricción, ϕ , ($^{\circ}$)										
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
N_c	5.1	6.5	8.3	11.0	14.8	20.7	30.1	46.1	75.3	134	267
N_q	1.0	1.6	2.5	3.9	6.4	10.7	18.4	33.5	61.7	135	319
N_{γ}	.0	0.1	0.5	1.4	3.5	8.1	18.1	40.7	95.4	241	682

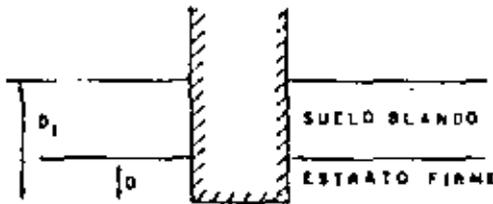


Figura VIII-12. Distinción entre D y D_f para aplicar la teoría de Skempton.

o profundas, rectangulares, desplazadas en cualquier tipo de suelo:

$$q_u = cN_c \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) \left(1 + 0.35 \frac{D_f}{H}\right) + \gamma D_f N_q \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) \left(1 + 0.35 \frac{D_f}{H}\right) + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} \left(1 + 0.4 \frac{B}{L}\right) \quad (8-15)$$

El segundo paréntesis del segundo término deberá tomarse como 1 para $\phi = 0^{\circ}$.

Los factores de capacidad de carga con que se aplica la Fórmula (8-15) aparecen en la tabla VIII-1. Otra teoría usada, idéntica en su fórmula matemática a la de Terzaghi (Ec. 8-2) es devida a Bell (Ref. 16), cuyos valores para los factores de capacidad se muestran en la Fig. VIII-13. Esta expresión es en rigor un estudio paralelo y simplifica-

do de la teoría de Terzaghi y los valores que se muestran se refieren solamente a cimientos muy largos. Para cimientos cuadrados o circulares, los valores de la Fig. VIII-13 deberán corregirse con los coeficientes de la tabla VIII-2 (Ref. 16).

TABLA VIII-2

Coefficientes de corrección para los factores de capacidad de carga según Bell (Ref. 16)

Cimentación	Coefficiente correctivo para N_c	Coefficiente correctivo para N_{γ}
Cuadrada	1.25	0.75
Rectangular ($\frac{L}{B} = 2$)	1.12	0.88
Rectangular ($\frac{L}{B} = 5$)	1.05	0.95
Circular	1.20	0.70

La Fig. VIII-14 muestra los factores de capacidad de carga propuestos para cimientos profundos por Berezantsev (Ref. 17). Se ha reportado una buena concordancia entre la capacidad de carga que se obtiene con estos factores y los resultados de pruebas de pilotes hechas en modelos de gran escala y en

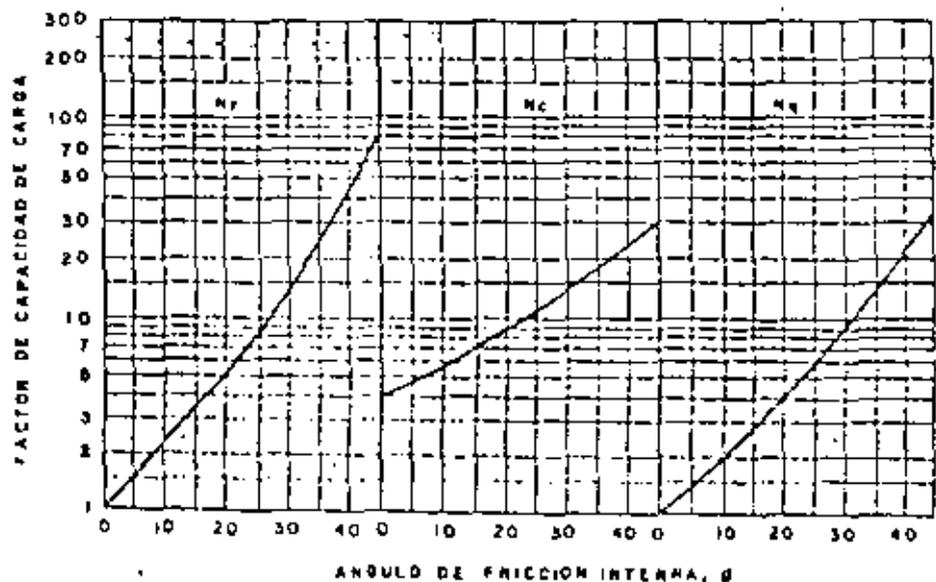


Figura VIII-13. Factores de capacidad de carga, según Bell (Ref. 16).

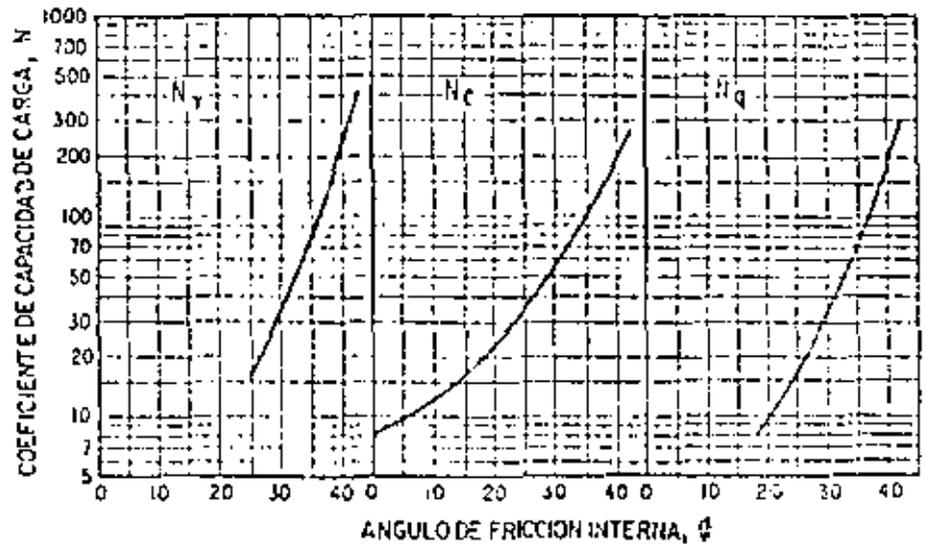


Figura VIII-14. Factores de capacidad de carga, según Terzaghi (Ref. 17).

elementos profundos reales probados en cimentaciones.

Otra solución al problema de la capacidad de carga ha sido proporcionada por Balla (Refs. 18 y 19). Se ha dicho que ésta es la teoría que con mucho proporciona la mejor concordancia con las pocas mediciones que va habiendo sobre comportamiento de cimentaciones reales. La teoría de Balla se refiere a cimientos en suelos sin cohesión o con valores pequeños de ella. Se ha propuesto originalmente para cimientos largos y existen factores correctivos para poderla aplicar a cimientos cuadrados o circulares, pero recientemente Feda (Ref. 20) hizo ver que no se comete un error serio si sistemáticamente se toman dichos factores iguales a la unidad. Una importante limitación adicional de esta teoría es que sólo puede usarse en cimientos superficiales, en que $D_f \approx 1.5 B$.

La capacidad de carga según Balla resulta dada por la expresión:

$$q_c = c(1g\phi + \phi F_2) + q(1 + \phi F_3) + \frac{1}{2} \gamma B(\phi F_4 + F_5 1g\phi) \phi \quad (8-16)$$

Lo que puede ponerse como:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (8-17)$$

El término ϕ se define como:

$$\phi = \frac{2R}{B} \quad (8-18)$$

En que B es el ancho total del cimiento y R el radio de la parte curva de la superficie de falla. Con excepción de los factores F_i , todas las letras de la fórmula (8-16) tienen los sentidos usuales; los factores F_i tienen una forma matemática que sólo puede discutirse haciendo una revisión detallada de la teoría de Balla, lo que se considera fuera de las intenciones de esta obra, pero puede hacerse con ayuda de las referencias citadas.

El factor ϕ puede a fin de cuentas calcularse en función de la relación D_f/B , utilizando las curvas de la Fig. VIII-15 (Ref. 19).

Obsérvese que el valor de ϕ queda también condicionado al valor de la relación $2c/B\gamma$, teniendo las letras los significados usuales. Calculado el valor de ϕ , los coeficientes N_c , N_q y N_γ de la teoría de Balla pueden calcularse utilizando las gráficas de la Figura VIII-16 y con ellos se calcula la capacidad de carga del cimiento superficial usando la expresión (8-17).

Otros investigadores han estudiado los efectos de la anisotropía de los suelos o de su heterogeneidad, especialmente en lo que se refiere a estratificación. Kelly y Srinivasan (Ref. 21) obtuvieron soluciones para la capacidad de carga de cimientos largos en suelos estratificados, considerando variación de propiedades, tanto en lo referente a fricción como a cohesión. Davis y Christian (Ref. 22) obtuvieron soluciones para un cimiento largo en material cohesivo, considerando anisotropía en la cohesión. Meyerhof y Brown (Ref. 23) llevaron a cabo un estudio experimental de la capacidad de carga de suelos arcillosos estratificados, en el que proponen ecuaciones para tales casos.

E. Comparación entre las diversas teorías

La tabla VIII-3 presenta una comparación entre los diversos factores de capacidad de carga que pueden obtenerse utilizando las teorías que se han mencionado. Algunas de ellas, como las de Terzaghi, Bell o Brinch Hansen no distinguen valores para cimentaciones superficiales y profundas; de hecho, los factores son los mismos en ambos casos y en las teorías de Terzaghi y Bell no se establece ninguna diferencia para el cálculo, excepto en la normal consideración de D_f . Brinch Hansen (ecuación 8-15) sí diferencia el cálculo a través de un conjunto de factores de forma y profundidad, que son los paréntesis que aparecen

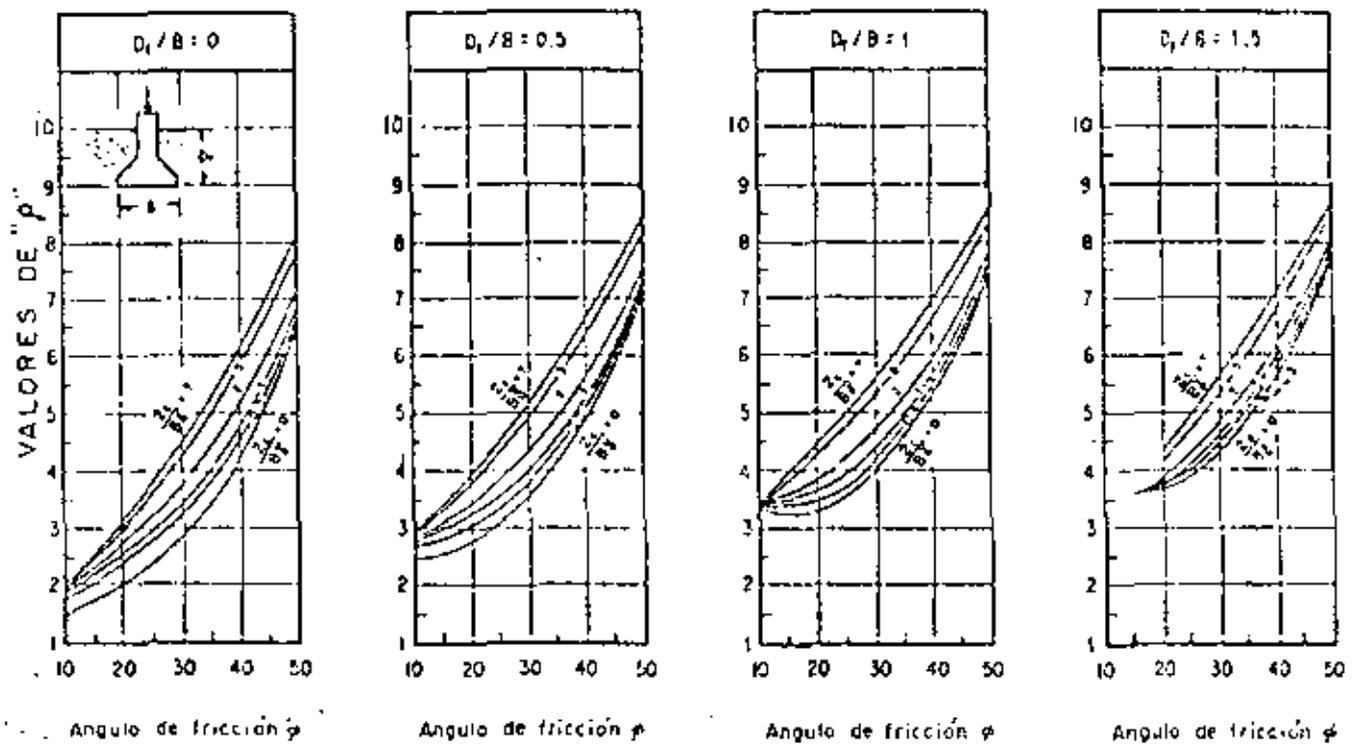


Figura VIII-15. Valores de q en la teoría de Balla para varias relaciones $\frac{D_1}{B}$ (Ref. 19).

en su expresión matemática. La tabla recoge también los valores que proporciona Meyerhof, para el caso de cimentaciones superficiales largas y de cimientos profundos. Finalmente, se incluyen los factores de Berezantsev para pilotes. Los coeficientes de la teoría de Skempton y de la teoría de Balla no pueden compararse, naturalmente, con los anteriores en una tabla como la VIII-3.

Es difícil precisar cuál sea la teoría a utilizar en un caso específico. La comparación de valores de la Tabla VIII-3 muestra que las discrepancias entre ellas pueden ser importantes, de manera que la elección que se plantea no es, ni mucho menos, trivial. Ya se ha dicho que la teoría de Balla parece lograr excelente concordancia con las observaciones reales, dentro de su campo de aplicación. La teoría de Terzaghi ha sido utilizada muchas veces en el proyecto de cimentaciones superficiales reales, de manera que se ha generado una gran confianza y familiaridad en torno a ella, por otra parte, muy pocos diseños se han verificado con mediciones de campo. Para arcillas, la teoría de Skempton se ha utilizado cada vez más en el caso de cimentaciones superficiales; naturalmente sus diferencias respecto a la teoría de Terzaghi no son substanciales, especialmente si se consideran los altos factores de seguridad con que se trabaja en cimentaciones. Para cimentaciones superficiales, la teoría de Meyerhof coincide también a resultados muy similares a los de Terzaghi.

La elección se hace más difícil en el caso de cimientos profundos. Cuando éstos descansan por punta

o en forma de pilar en estratos muy duros sobre los que hay formaciones débiles, parece lógico utilizar para el cálculo las mismas teorías que para el caso de cimentaciones superficiales. Nótese en la Tabla VIII-3 que las teorías desarrolladas específicamente para cimientos profundos, como pueden ser el caso de la de Meyerhof y la de Berezantsev llegan a valores de los factores de capacidad de carga muy altos en los suelos más resistentes; resulta difícil aconsejar el empleo de tan altas capacidades de carga a no ser en las arcillas más duras o en las arcas más compactas, con penetración de la punta de un pilote no menor de 10 diámetros. Los valores de Meyerhof gozan de general aceptación, pero debe limitarse mucho la confianza del proyectista en lo que se refiere a aceptar valores demasiado altos del ángulo ϕ . La fórmula de Skempton goza de muchos propagandistas, aun para el cálculo de pilotes en arcilla.

La Tabla VIII-1 (Refs. 19 y 23) presenta una interesantísima comparación de las capacidades de carga de ocho cimentaciones superficiales, calculadas por diversos métodos, con resultados de mediciones experimentales disponibles en cada uno de los ocho casos. Es de notar, en primer lugar, las fuertes discrepancias que se tienen tanto entre las diferentes teorías, como entre los resultados de éstas y los valores experimentales.

Nótese que los dos casos en que $\phi = 38.5^\circ$ dan valores de las capacidades de carga calculadas y medidas ligeramente diferentes, lo cual sólo puede explicarse si se asume en los dos casos cimientos de diferente

TABLA VIII-3

Valores de los factores de capacidad de carga según diversos autores

Factor	Teoría	Tipo de cemento	Angulo de fricción interna (ϕ°)									
			0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
N_c	Terzaghi: F. General	Superficiales y Profundos	5.7	7.5	9.6	12.9	17.7	25.1	37.2	51.8	95.7	172.5
	F. Local		5.7	6.7	8.0	9.7	11.8	14.8	19.0	25.2	34.9	51.2
	Meyerhof B	Superficial largo Profundo (N_c')	6.2 9.0	7.1 14	8.7 29	10.5 50	16.0 83	20.0 150	36 400	55 850	75 ---	110 ---
	Brinch Hansen	Superficiales y Profundos	5.1	6.5	8.5	11	14.8	20.7	30.1	46.1	75.5	159.9
	Berezantzev	Profundos	8	9.5	12.5	16	22	34	56	100	190	400
	Bell	Superficiales y Profundos	1	4.2	5.7	7	8.8	11	14.5	16.5	22	32
N_q	Terzaghi: F. General	Superficiales y Profundos	1.0	1.6	2.7	4.4	7.4	12.7	22.5	41.4	81.3	175.3
	F. Local		1.0	1.4	1.9	2.7	3.9	5.6	8.3	12.6	20.5	35.1
	Meyerhof	Superficial largo Profundo (N_q')	1.0 1.0	1.7 1.9	2.8 4	5 7	7.3 11	11 30	19 68	40 120	70 400	115 875
	Brinch Hansen	Superficiales y Profundos	1.0	1.6	2.5	3.9	6.4	10.7	18.4	33.5	61.2	131.7
	Berezantzev	Profundos	—	—	—	6	8.5	17	32	70	200	400
	Bell	Superficiales y Profundos	1	1.5	2	3	4	5.5	9	14	21	32
N_γ	Terzaghi: F. General	Superficiales y Profundos	0	0.5	1.2	2.5	5	9.7	19.7	42.1	106.4	297.5
	F. Local		0	0.2	0.5	0.9	1.7	3.2	5.7	10.1	18.8	37.7
	Meyerhof	Superficial largo	—	—	—	1.1	3	7.5	18	50	100	270
	Brinch Hansen	Superficiales y Profundos	0	0.1	0.5	1.4	3.5	8.1	18.3	40.7	95.4	240.9
	Berezantzev	Profundos	—	—	—	—	—	17	32	80	200	700
	Bell	Superficiales y Profundos	1	1.5	2.2	3.4	5	8	13	23	42	80

ancho. Desgraciadamente la fuente de esta información no especifica la verdadera razón.

Debe notarse la excelente concordancia de los resultados de Balla en los casos en que la cohesión del suelo es mínima y como la teoría se vuelve más errática a medida que aumentan los valores de dicho parámetro. La ecuación de Hansen proporciona buenos resultados, recíprocamente, en valores más altos de la cohesión.

Es de notar también que los valores de Terzaghi y de Meyerhof resultan extraordinariamente parecidos

y bastante conservadores, sobre todo en suelos casi sin cohesión; cuando este parámetro aumenta proporciona capacidades de carga muy concordantes con los valores observados. Si se extrapolase la tendencia que marca la Tabla (lo que, en principio, los autores de este libro desaconsejarían fuertemente), quizá pudiera decirse que existe indicio de que a valores crecientes de la cohesión las teorías de Terzaghi y Meyerhof pudieran sobreestimar la capacidad de carga; de todas maneras se ve justificada, por lo conservador de los resultados obtenidos, la amplia con-

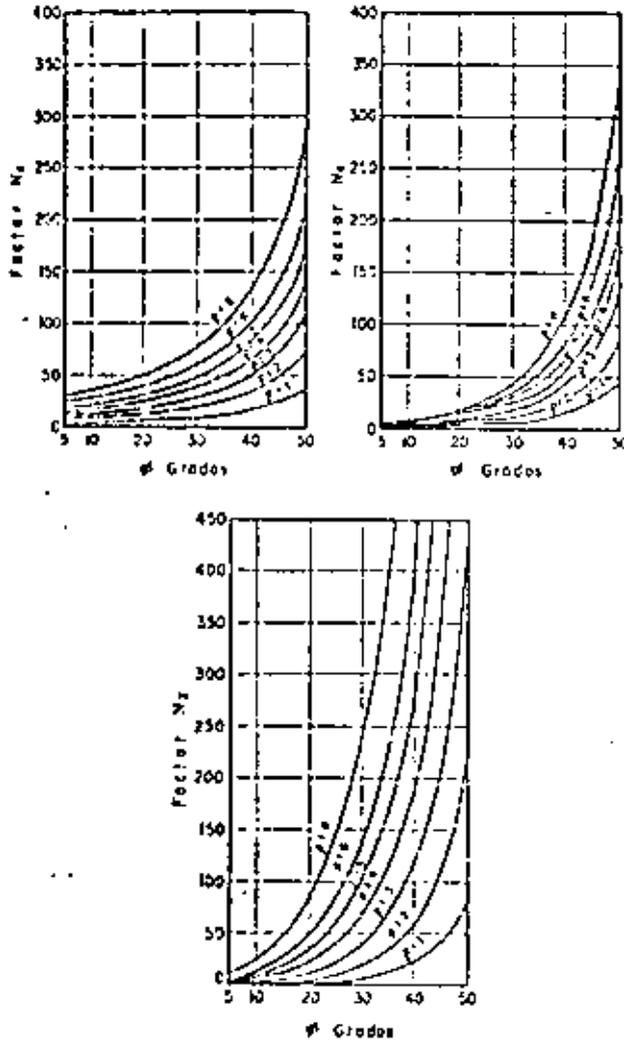


Figura VIII-16. Factores de capacidad de carga, según Balla (Ref. 19).

fianza que suele tenerse en la aplicación de la teoría de Terzaghi a cimentaciones superficiales en arenas.

F. Capacidad de carga en cimentaciones superficiales sujetas a cargas excéntricas o inclinadas

En el caso de cargas excéntricas, que actúan a una distancia e del eje longitudinal del cimiento (excéntrica), Meyerhof (Ref. 25) recomienda tratar los problemas con las mismas fórmulas que rigen el caso de cargas axiales, modificando para efectos de cálculo el ancho del elemento de cimentación al valor:

$$B' = B - 2e \quad (8-19)$$

Lo anterior equivale esencialmente a considerar la carga centrada en un ancho menor que el real, considerando que una faja del cimiento de ancho $2e$ no contribuye a la capacidad de carga. Este ancho

TABLE VIII-4

Comparación entre capacidades de carga teóricas y medidas (Refs. 19 y 21)

Método para determinar la capacidad de carga	Capacidad de carga, T/m^2	
	Suelos prácticamente no cohesivos	Suelos con cohesión
	$D_f = 0 \text{ m}$ $\phi = 37^\circ$ $c = 0.6 \text{ T/m}^2$	$D_f = 0.40 \text{ m}$ $\phi = 22^\circ$ $c = 1.2 \text{ T/m}^2$
Terzaghi	7.62	4.37
Meyerhof	6.68	4.40
B. Hansen	6.23	3.98
Balla	10.34	6.74
Resultados experimentales según Muhs	10.80	—
Resultados experimentales según Mikovic	—	4.10
	$D_f = 0.50 \text{ m}$ $\phi = 35.5^\circ$ $c = 0.51 \text{ T/m}^2$	$D_f = 0.50 \text{ m}$ $\phi = 25^\circ$ $c = 1.19 \text{ T/m}^2$
Terzaghi	7.80	5.77
Meyerhof	7.60	5.69
B. Hansen	8.80	5.74
Balla	14.11	10.18
Resultados experimentales según Muhs	12.0	—
Resultados experimentales según Mikovic	—	5.50
	$D_f = 0.50 \text{ m}$ $\phi = 38.5^\circ$ $c = 0.74 \text{ T/m}^2$	$D_f = 0 \text{ m}$ $\phi = 20^\circ$ $c = 0.95 \text{ T/m}^2$
Terzaghi	15.23	2.51
Meyerhof	15.50	2.80
B. Hansen	17.53	1.98
Balla	25.18	2.93
Resultados experimentales según Muhs	24.20	—
Resultados experimentales según Mikovic	—	2.20
	$D_f = 0.50 \text{ m}$ $\phi = 38.5^\circ$ $c = 0.74 \text{ T/m}^2$	$D_f = 0.50 \text{ m}$ $\phi = 20^\circ$ $c = 0.95 \text{ T/m}^2$
Terzaghi	18.55	2.90
Meyerhof	19.0	2.80
B. Hansen	22.52	2.57
Balla	32.50	4.40
Resultados experimentales según Muhs	33.0	—
Resultados experimentales según Mikovic	—	2.57

reducido B' debe usarse en las fórmulas usuales en los términos en que interviene B , en lugar de este último.

En el caso de un cimiento rectangular, de ancho B y longitud L , si la carga está excéntrica en relación a los dos ejes de simetría del rectángulo, se

tendrán dos dimensiones modificadas, según la ley (Fig. VIII-17):

$$L' = L - 2e_x \tag{8-20}$$

$$B' = B - 2e_y$$

Ambos factores corregidos definen el área corregida A' que deberá utilizarse para calcular la carga total que puede recibir el cimiento, a partir de la capacidad de carga. En el caso de un cimiento circular, la fórmula que da la carga total del cimiento será, consecuentemente con lo anterior:

$$Q_{\text{Tot}} = \frac{\pi D D'}{4} q_0 \tag{8-21}$$

Meyerhof (Ref. 25) propone también una solución alternativa para tomar en cuenta la excentricidad de la carga que actúa sobre un cimiento. Según este otro criterio la capacidad de carga corregida es igual a la capacidad de carga calculada con carga centrada, multiplicada por un factor de reducción R_e . Los valores de R_e pueden obtenerse de la Fig. VIII-17.

$$q_c' = q_c R_e \tag{8-22}$$

La figura se ha construido suponiendo que para una relación de excentricidad $\frac{e}{B} = 0.5$ la capacidad de carga es cero ($R_e = 0$). Obsérvese que la reducción resulta sensiblemente lineal para suelos cohesivos y de forma más o menos parabólica para suelos friccionantes. Si el cimiento es cuadrado y hay excentricidad respecto de los dos ejes de simetría, la corrección deberá aplicarse dos veces, una respecto a cada eje. En cimientos rectangulares bastará hacer la corrección una sola vez, respecto a la excentricidad en el ancho. En este último caso, sin embargo, deberán considerarse las dos excentricidades, si las hubiere, para definir por medio de la fórmula (8-20) cuál es el ancho efectivo del elemento, respecto al cual deberá calcularse la capacidad de carga.

En el caso de cargas inclinadas respecto a la superficie del cimiento existen también varios criterios. Meyerhof (Ref. 11) recomienda multiplicar los factores de capacidad de carga proporcionados por su teoría, por los siguientes factores reductores, para el caso de una carga inclinada a grados respecto a la normal a la base del cimiento:

$$i_x = i_y = \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ} \right)^2 \tag{8-23}$$

$$i_y = \left(1 - \frac{\alpha}{\phi} \right)^2$$

Cuando la inclinación de la carga aumenta, la capacidad de un cimiento cuadrado se va pareciendo a la de un cimiento largo, hasta el momento en que la falla sobreviene por deslizamiento, en cuyo caso ambas capacidades son iguales.

Por su parte B. Hansen (Refs. 13 y 14) proporciona los siguientes factores de inclinación, que deberán utilizarse en la fórmula (8-15), multiplicando correspondientemente cada término:

$$i_x = i_y = \frac{1 - i_c}{N_q - 1}$$

$$i_q = 1 - \frac{H}{V + cR'L \cot \phi} \tag{8-24}$$

$$i_\gamma = (i_q)^2$$

Con la limitación: $H \leq V \tan \delta + cBL$.

En las expresiones anteriores H es la componente horizontal de la carga inclinada y V , la vertical. El término $\tan \delta$ es el coeficiente de fricción entre el cimiento y el suelo. Las demás letras tienen los sentidos ya discutidos.

Un caso interesante de acción de carga inclinada es el presentado por Meyerhof (Ref. 25) en la figura VIII-18. Este caso es menos favorable (para todas las demás condiciones iguales) que el de un cimiento con base horizontal y carga vertical, pero siempre e-

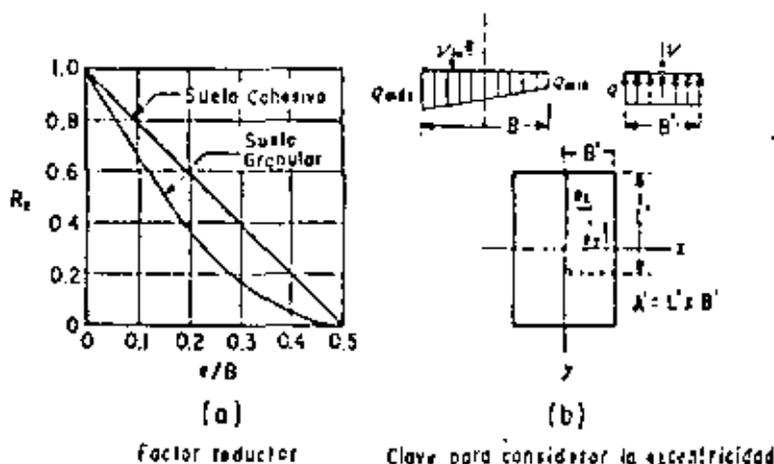


Figura VIII-17. Factor reductor de la capacidad de carga por excentricidad en la carga, según Meyerhof (Ref. 25).

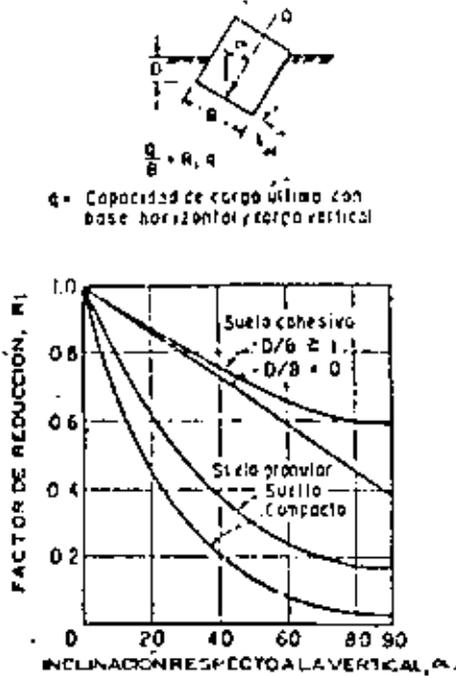


Figura VIII-18. Un caso especial de carga inclinada. (Ref. 25).

más favorable que el caso de un cimiento con base horizontal y carga inclinada el mismo ángulo con que se muestra inclinada todo el cimiento en la figura.

La línea proporciona un factor de corrección, R_v , por el que deberá multiplicarse la capacidad de carga obtenida para un cimiento de base horizontal y carga vertical, para obtener la capacidad de carga del cimiento inclinado, con carga inclinada y mismo ancho y profundidad de desplante mínima, que se muestra en la figura.

Obsérvese que el trabajo de Meyerhof de 1963 (Ref. 11) no incluye el caso de inclinación del cimiento que se acaba de mencionar, que corresponde a una contribución anterior de Meyerhof (Ref. 25).

G. Capacidad de carga en suelos estratificados

Todas las teorías de capacidad de carga mencionadas en páginas anteriores se refieren a suelos homogéneos. La estratificación plantea un problema de no homogeneidad que, en general, no está resuelto.

Para el caso específico de la superposición de dos estratos de arcilla, que puedan considerarse puramente cohesivos, si existen soluciones aproximadas debidas a Burdon (Ref. 26) y a Reddy y Srinivasan (Ref. 21), basadas en la consideración de superficies de falla cilíndricas.

La Fig. VIII-19 muestra la solución de Burdon para un sistema de dos estratos puramente cohesivos, con cohesiones c_1 y c_2 . La solución cubre tanto el caso en que el estrato más resistente sea el superior, como el inverso, quizá menos frecuentemente en la práctica.

En la figura se ve que el efecto del estrato débil

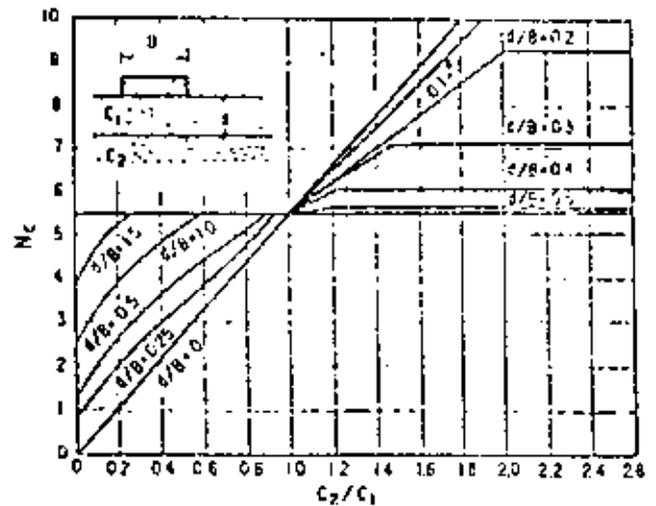


Figura VIII-19. Solución de Burdon para un sistema de dos estratos cohesivos.

cuando está abajo, es disminuir la capacidad de carga del fuerte y esta disminución depende tanto de la relación de las cohesiones de ambos suelos, como de la relación d/B . Por el contrario, si el estrato débil está arriba, su capacidad de carga aumenta al tener un estrato fuerte debajo.

Si el estrato inferior es mucho más fuerte que el superior, la superficie de falla será tangente a su frontera y la resistencia del estrato inferior no influye en la capacidad del cimiento. En la Fig. VIII-19, este hecho se hace claro al leer cómo se hacen horizontales las curvas una vez que se alcanza un cierto valor de la relación c_2/c_1 .

La Fig. VIII-20 (Refs. 19 y 21) muestra la solución de Reddy y Srinivasan al mismo problema. También en este caso se trata de soluciones aproximadas, en las que se consideran superficies de falla circulares; la solución se refiere únicamente a la secuencia de dos estratos puramente cohesivos. Se presenta el caso en que c_1 y c_2 , cohesiones de los suelos, son constantes en los respectivos estratos, pero los autores del trabajo que sirve como referencia a este asunto también resolvieron el caso en que ambos valores crecen linealmente con la profundidad de dichos estratos; las soluciones aquí presentadas resultarían algo conservadoras en esta última situación descrita.

La fórmula que expresa la capacidad de carga en un cimiento superficial es ahora:

$$q_u = (1 + 0.2 \frac{B}{L}) (1 + 0.35 \frac{D_f}{B}) (N_c + \gamma D_f) \quad (8.25)$$

En la expresión anterior, los valores de N_c se obtienen de la Fig. VIII-20.

N_c resulta ser una función del parámetro K :

$$K = \frac{q_1}{q_2}$$

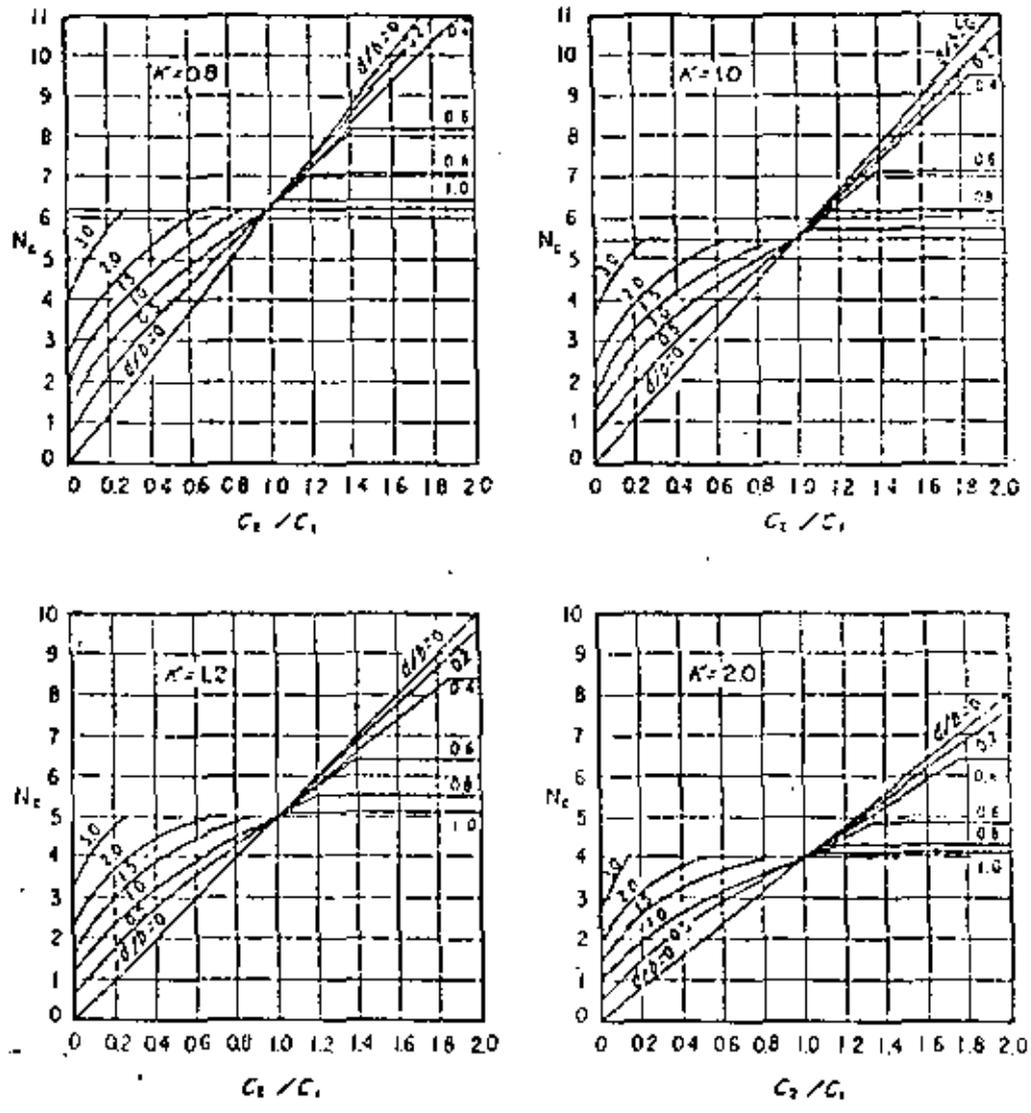
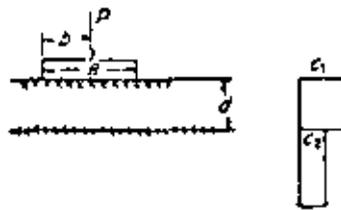


Figura VIII-20. Factores de capacidad de carga en suelos cohesivos estratificados (Refs. 19 y 21).

Donde q_v es la resistencia al esfuerzo cortante en la dirección vertical del estrato de arcilla que quede inmediatamente bajo el cemento y q_h es la resistencia en el mismo estrato, pero medida en la dirección horizontal.

Si los estratos no son puramente cohesivos, no existen soluciones del tipo de las arriba mencionadas. En este caso es común ignorar la estratificación, calculando la capacidad de carga del cemento en un suelo ficticio homogéneo, obtenido promediando proporcionalmente los parámetros de resistencia de los

estratos. Sin embargo, para poder usar tal artificio es preciso que dichos parámetros no varíen en demasía unos respecto a otros. En la (Ref. 16), Sowers y Sowers recomiendan que si las variaciones son superiores a un 20% se utilicen factores de seguridad superiores a los acostumbrados, los cuales se discutirán más adelante. En la Ref. 26, se recomienda que el artificio no se lleve más adelante de variaciones del 50%.

Cuando se tiene un estrato resistente con cohesión y fricción sobre un estrato débil, en condiciones tales

que no pueda hacerse el promedio proporcional arriba propuesto, en la práctica se ha recurrido, para tomar en cuenta la presencia del estrato débil, a un artificio que hace uso de la teoría de Boussinesq. Según éste, se compara la capacidad de carga del estrato débil, calculado suponiendo que el cimiento llegue a nivel de su frontera superior y considerando al estrato suprayacente como sobrecarga, con el esfuerzo máximo que el cimiento le envía desde su verdadero desplante, calculado con la teoría de Boussinesq. Así, la capacidad del estrato débil puede limitar el esfuerzo admisible de proyecto para la cimentación. En el cálculo del esfuerzo máximo transmitido por el cimiento deben hacerse intervenir cimientos vecinos, situados a distancias tales que se alcance a sentir su presencia.

Si el estrato débil está situado sobre un estrato más resistente, seguramente el criterio más prudente es limitar la capacidad de carga de la cimentación al valor de la capacidad de dicho estrato débil, obteniéndose entonces valores algo conservadores, pues la zona real de desarrollo de la superficie de falla podrá exceder a la implícitamente considerada en el cálculo.

B. Capacidad de carga de cimientos superficiales colocados en taludes

En el caso de las vías terrestres tiene una especial importancia la consideración de cimientos superficiales colocados tanto en la corona de un talud, como en el derrame del mismo. Ambos casos son de aplicación frecuente en cimentaciones de puentes y pasos

a desnivel. Meyerhof (Ref. 27) estudió ambos casos, proponiendo para la capacidad de carga las expresiones:

$$q_c = cN_{c1} \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right), \text{ para suelos cohesivos} \quad (8.26)$$

$$q_c = \frac{1}{2} \gamma H N_{\gamma 2} \left(1 - 0.4 \frac{B}{L}\right), \text{ para suelos friccionantes.}$$

B , ancho de cimiento y L , longitud del mismo.

En rigor las expresiones 8-26 corresponden a una concepción de la capacidad de carga que Meyerhof ha abandonado ya para cimientos colocados sobre terrenos convencionales (ver párrafo B, atrás), pero las expresiones más recientes no incluyen el caso de cimentaciones en taludes, razón por la cual los proyectistas siguen recurriendo a las ecuaciones 8-26.

En la Fig. VIII-21 aparece una gráfica que da los valores de N_{c1} para el caso de cimientos en el derrame de taludes puramente cohesivos; se considera un cimiento continuo y para elementos rectangulares, correspondientes a los casos prácticos habrá de hacerse intervenir en la fórmula de capacidad de carga un factor de forma, como el que aparece en la primera fórmula 8-26.

El factor N_{c1} es función del número de estabilidad del talud N_s (ver Capítulo VI del tomo I de esta obra). También depende de β , ángulo de inclinación del talud y de la relación $\frac{D}{H}$, entre la profundidad de desplante menor y el ancho del cimiento.

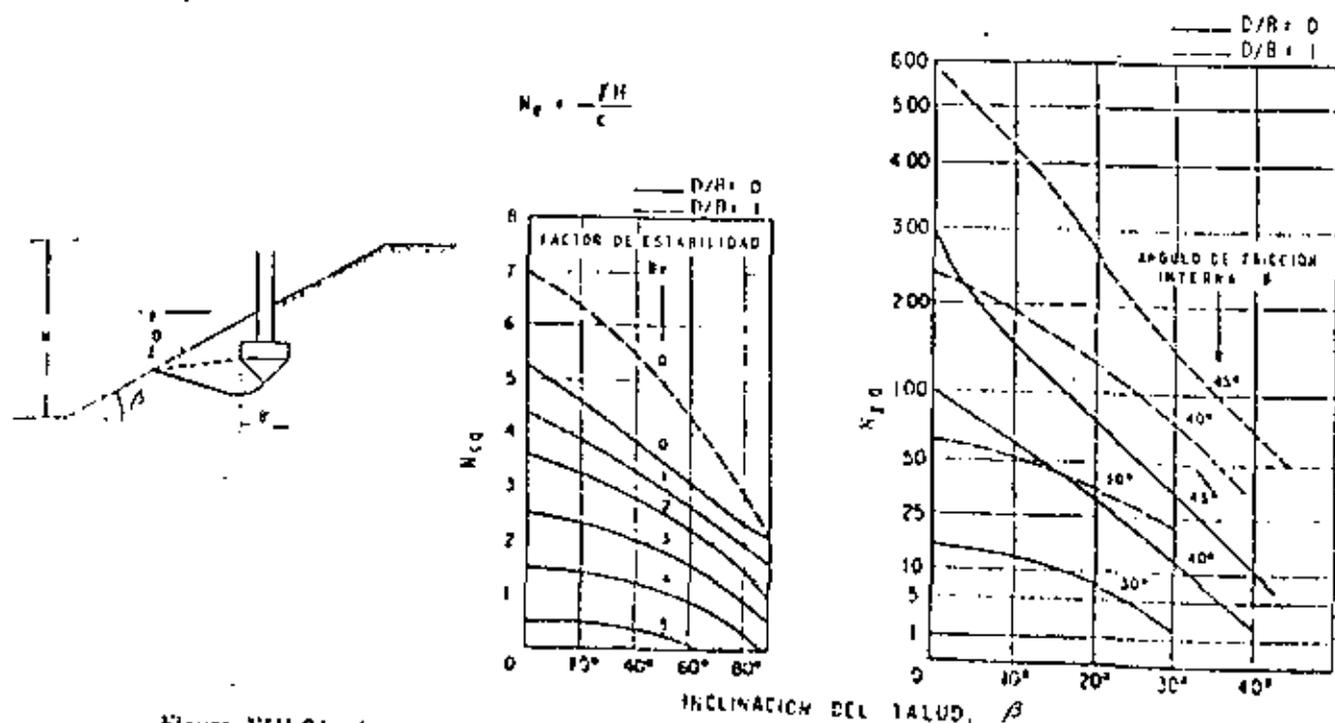


Figura VIII-21. Factores de capacidad de carga para un cimiento en la ladera de un talud.

En la misma Fig. VIII-21 aparece otra gráfica que proporciona el valor del factor $N_{\gamma q}$ que rige la capacidad de carga de un cimiento continuo colocado en el derrame de un talud de material puramente friccionante; también ahora ha de utilizarse un factor de forma para valorar la capacidad de carga de un cimiento rectangular (segunda expresión 8-26). El factor $N_{\gamma q}$ depende del ángulo de fricción interna del suelo, ϕ , de la inclinación del talud β y, otra vez, de la relación $\frac{D}{B}$.

Puede observarse en el caso de materiales cohesivos, que para $N_c = 5.53$ se tiene estado crítico en la estabilidad del talud, independientemente de la presencia del cimiento; congruentemente, la capacidad de carga de éste es nula en este caso. Análogamente, si $N_c = 0$ y $\beta = 0$, se tiene una superficie horizontal

y el factor $N_{\gamma q}$ resulta igual a 5.2, valor dado por Prandtl para un cimiento común muy largo en material cohesivo. Se observa que para un valor dado de N_c , la capacidad de carga disminuye cuando crece la inclinación del talud β y al crecer N_c , indicando un aumento en la altura del talud, la capacidad de carga disminuye rápidamente.

En materiales puramente friccionantes, el factor $N_{\gamma q}$ disminuye al disminuir ϕ , lo que tiene un sentido evidente y disminuye también cuando β crece, observándose que aún para el caso $\frac{D}{B} = 0$, desplazado el cimiento en un talud cuya inclinación sea crítica ($\beta = \phi$), el sistema conserva una capacidad de carga.

La Fig. VIII-22 muestra gráficas análogas para cimientos en la corona del talud, pero relativamente

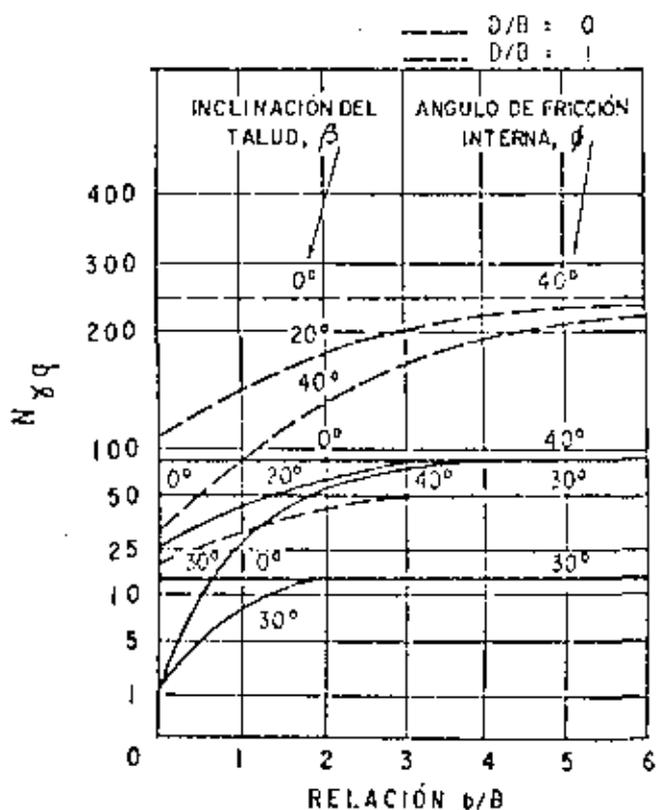
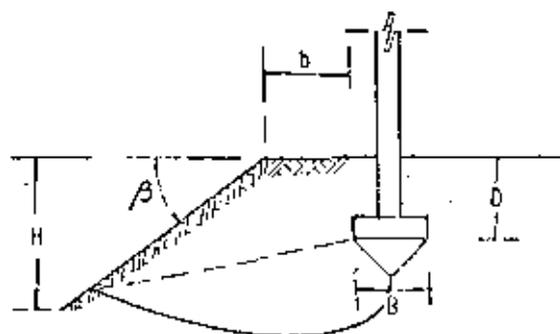
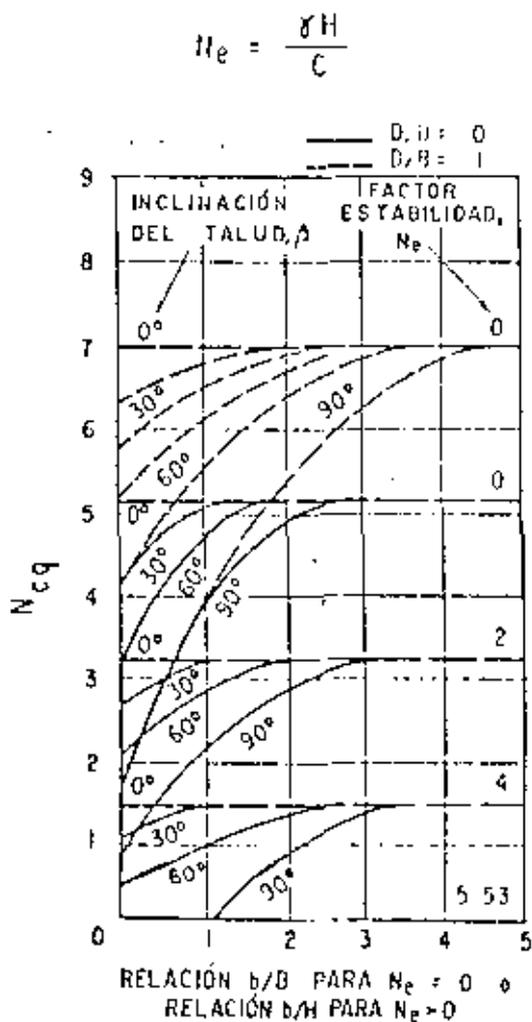


Figura VIII-22. Factores de capacidad de carga para un cimiento en la corona de un talud.

sobre el borde de éste. De nuevo se presentan dos gráficas, una que da N_{γ_0} para cimientos continuos sobre taludes en materiales puramente cohesivos y otra para el factor N_{γ_0} relativo a cimientos largos sobre taludes formados por suelos puramente friccionantes; en ambos casos pueden usarse los correspondientes factores de forma para tener la capacidad de carga en cimientos rectangulares.

En el caso de taludes cohesivos, el valor de N_{γ_0} depende del número de estabilidad del talud, N_s , de su inclinación β , de la relación $\frac{D}{B}$ y de la distancia al borde del talud, b , expresada por la relación $\frac{b}{B}$ o $\frac{b}{H}$, según se detalla en la figura.

El factor N_{γ_0} depende del ángulo de fricción interna del suelo, de la inclinación del talud, de la relación $\frac{D}{B}$ y del cociente $\frac{b}{H}$. En ambos casos existe un valor de la distancia b tal que para valores mayores la capacidad de carga del cimiento ya no se ve influida por la presencia del talud y es la que corresponde a un cimiento sobre terreno horizontal. Este valor, de gran importancia práctica, oscila entre 2 y 6 veces el ancho del cimiento, y depende de la relación $\frac{D}{B}$ y del ángulo de fricción interna del suelo.

Nótese que al colocar un cimiento en un talud, sea cual sea su posición, la estabilidad de éste probablemente se vea afectada, por lo que siempre deberá verificarse por los métodos usuales expuestos en el Capítulo VI del volumen I de esta obra, considerando la sobrecarga que representa el cimiento.

I. Corrección de la capacidad de carga por la posición del nivel freático

El peso volumétrico del suelo que interviene en la aplicación de las fórmulas de la capacidad de carga debe ser el que proporcione la presión efectiva al nivel de que se trate. Así, bajo el nivel freático deberá hacerse intervenir al peso específico sumergido (γ_m), en tanto que sobre el nivel freático deberá usarse el peso volumétrico de la masa de suelo (γ_u). Si el nivel freático está en el nivel de desplante del cimiento o más arriba es muy fácil manejar el criterio anterior para el cálculo de la sobrecarga γD_p , pero si el nivel freático está por abajo del nivel de desplante ocurrirá que una parte del suelo movilizado en los mecanismos de resistencia estará en condición sumergida y otra no, siendo materialmente imposible valorar con precisión cada parte.

Para tomar en cuenta este problema, Terzaghi y Peck (Ref. 23) han propuesto una regla empírica que se supone de precisión razonable. Según ella, el término de la capacidad de carga que depende del fac-

tor N_{γ} deberá reducirse a la mitad si el nivel freático está precisamente al nivel de desplante del cimiento; el factor 0.5 se debe a que el peso específico sumergido es aproximadamente la mitad de γ_u . Si el nivel freático está a una profundidad igual o mayor que B , ancho del cimiento, por abajo del nivel de desplante del mismo, se considera que la capacidad de carga ya no se ve afectada por su presencia, por no llegar tan abajo los mecanismos que afectan al suelo en estos casos, de manera que para esta posición del nivel freático no deberá hacerse ninguna corrección adicional.

Para posiciones del nivel freático intermedias entre 0 y B , por abajo del nivel de desplante, se recomienda hacer una interpolación lineal entre el factor correctivo 0.5 y el 1.0. La Fig. VIII-23 proporciona gráficamente este factor de corrección para el término en N_{γ} , W' ; en la figura se ha graficado también el factor correctivo W , para posiciones del nivel freático por arriba del nivel de desplante y que deberá de usarse solamente para calcular la sobrecarga γD_p .

J. Algunos ideas relativas a la capacidad de carga de pilotes y otros cimientos profundos

Varias de las teorías de capacidad de carga de las someramente expuestas en las páginas precedentes consideran el caso de pilotes o cimientos profundos. La teoría de Terzaghi no hace ninguna previsión especial al respecto y la fórmula que propone es aplicable, en principio, a cualquier clase de cimiento. Otro tanto puede decirse de la fórmula de Skempton para cimentaciones apoyadas en estratos arcillosos.

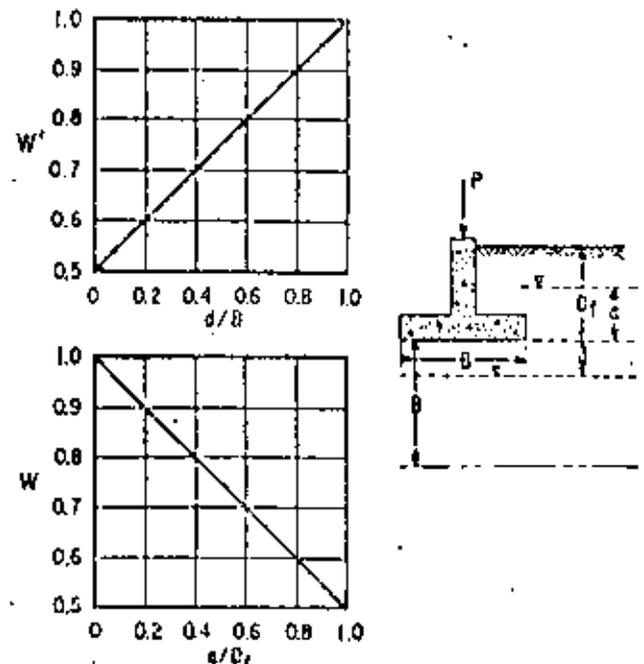


Figura VIII-23. Factores de corrección de la capacidad de carga por la posición del nivel freático (Ref. 19).

En sus más recientes trabajos, Meyerhof distingue los cimientos superficiales de los profundos, proporcionando para estos últimos la expresión (8-11), ya analizada. Otras teorías de capacidad de carga ofrecen, como es el caso de la de B. Hansen, los factores de profundidad ya presentados, a fin de establecer una distinción para los cimientos profundos; actualmente, estos factores son utilizados cada vez más por los proyectistas independientemente de la fórmula de capacidad de carga que se utilice. Finalmente, alguna de las teorías mencionadas se aplican sólo a cimientos superficiales (Balla) y otras, sólo a los profundos (Berezantsev).

Así pues en principio, el problema de la capacidad de carga de los cimientos profundos podría considerarse ya tratado. Sin embargo, existen algunas consideraciones que deben hacerse específicamente para estos tipos de cimentaciones y a ello se dedican los párrafos que siguen.

Es cada vez menos frecuente el uso de fórmulas dinámicas (Refs. 1 y 29) para el cálculo de la capacidad de carga en pilotes en trabajos conectados con las vías terrestres. Este hecho es, a juicio de los autores, afortunado y probablemente nada debe hacerse para invertir la tendencia, en ningún caso. Las razones para fundamentar tal opinión pueden verse en la Ref. 3 o en la clásica Ref. 30.

Otro método para probar la capacidad de carga de pilotes y de cimentaciones profundas de otros tipos son las pruebas de carga, sobre las que no se insistirá en este lugar, pero a las que se dedicará alguna atención en páginas posteriores de este capítulo.

Seguramente la mayor dificultad a vencer para aplicar las fórmulas de capacidad de carga a pilotes, independientemente de la teoría que se milice, estriba en que con dichas fórmulas puede calcularse la capacidad de carga de un pilote individual, en tanto que en la práctica los pilotes siempre se colocan en grupos y tanto la teoría como la experiencia coinciden en reforzar la intuición de que el comportamiento de un grupo de pilotes debe ser cualitativamente diferente del de un pilote aislado.

Mucho falta por investigar en lo referente a los mecanismos de capacidad de carga de grupos de pilotes de punta y a sus coincidencias y diferencias con los que se acepta actualmente rigen para los pilotes individuales. A causa del alto costo de las pruebas de capacidad de carga de grupos de pilotes, sobre todo en condiciones que permitan comparar los diferentes factores de proyecto, mucha de la investigación experimental de que se dispone proviene de estudios en modelos de laboratorio. Las Refs. 31, 32, 33, 34, 35 y 36 tratan algunas investigaciones de esta índole, en las que el lector específicamente interesado en estos temas podrá encontrar información muy útil.

Mucho más raras son las pruebas de carga en grupos de pilotes a escala natural; en las Refs. 37 y 38 podrán encontrarse excelentes reportes de dos de las más completas que se han realizado.

Poco es lo que puede decirse con seguridad desde un punto de vista teórico, sobre la capacidad de carga en grupos de pilotes. Sin embargo, existen algunas reglas que se admite generalmente deben ser cumplidas por toda cimentación piloteada. Algunas de ellas se mencionan brevemente en lo que sigue.

En pilotes de punta apoyados en roca firme, no subyacida por ningún estrato compresible, la capacidad del grupo es la suma de las de los pilotes individuales, siempre y cuando el espaciamiento entre pilotes sea tal que la línea de uno de ellos no interfiera en sus vecinos ya hincados; esta interferencia puede ser por hacerles perder el apoyo al levantarlos por efecto del suelo que se desplaza en la línea o por interacción directa de un pilote contra otro, por desviación durante el hincado. En la práctica, suele considerarse en este caso como espaciamiento mínimo razonable el de 2 ó 3 diámetros, medidos centro a centro entre los pilotes. Los problemas de interferencia se eliminan prácticamente usando pilotes pre-excavados.

En pilotes de punta apoyados en estratos resistentes no rocosos, pero no subyacidos por estratos compresibles, la capacidad de carga del grupo se parece tanto más al caso anterior cuanto más firme y rígido sea el apoyo; en general, en la mayoría de los casos prácticos de la tecnología de puentes puede decirse que también en este caso la capacidad del conjunto es por lo menos muy parecida a la capacidad de un pilote individual, multiplicada por el número de pilotes. Sin embargo, hay muchas incertidumbres todavía sin dilucidar, en especial si el estrato de apoyo es friccionante. Por ejemplo, muchos autores opinan que, en este caso, un conjunto de pilotes puede tener mayor capacidad que la que se deduce del valor correspondiente a un pilote individual (Ref. 39); la razón es que se supone que el conjunto trabaja como una pila equivalente que tuviera las dimensiones de dicho conjunto. Otros autores, por el contrario, han llegado a sostener que la capacidad del grupo es algo menor que la obtenida al multiplicar la de un pilote por el número de ellos.

Si bajo el estrato de apoyo hay estratos blandos compresibles, la determinación de la capacidad del grupo se complica extraordinariamente. Desde luego queda limitada por la capacidad de carga del estrato blando y sobre todo por problemas de asentamiento, que en este caso pueden aumentar mucho al crecer la influencia del grupo con la profundidad, respecto a la de un pilote individual, por aumento del área cargada.

Se presentan ahora algunos comentarios de interés relativos a pilotes que no tengan en su punta un apoyo rígido, que descansen en estratos capaces de cedencias importantes; estos pilotes presentan un comportamiento mixto, a la vez de pilotes de punta y de apoyo por fricción lateral.

Todo parece indicar que si los pilotes están muy juntos, el grupo actúa como un bloque, en tanto que

si están muy separados la falla sobreviene a los pilotes individualmente, haciéndolos penetrar en forma aislada en el suelo; seguramente debe existir un espaciamiento crítico en cada caso, para distinguir ambos modos de falla (Fig. VIII-24, Refs. 32 y 40).

La figura muestra no sólo los dos modos de falla de los pilotes, sino también el de la zapata de liga, si la hubiere.

Actualmente es común, para los casos de apoyo no rígido expresar la capacidad de carga del grupo, en términos de la capacidad de un pilote individual, por la expresión:

$$Q_G = EN Q_i \quad (8-27)$$

Donde:

Q_G , es la capacidad de carga del grupo, en toneladas.

Q_i , es la capacidad de carga de un pilote individual, también en toneladas.

N , es el número de pilotes del grupo.

E , es un factor de eficiencia del grupo, muchas veces expresado como un porcentaje.

Se han hecho intentos para estimar E por medio de fórmulas sencillas, de las que la de Converse-Labarie es un ejemplo típico. Según esta fórmula:

$$E = 1 - \phi \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \quad (8-28)$$

Donde:

m , es el número de hileras de pilotes en el grupo.

n , es el número de pilotes en cada hilera.

ϕ , es la relación $\frac{d}{s}$, en la que d es el diámetro de los pilotes y s el espaciamiento centro a centro.

Sin embargo, fórmulas como la 8-28 no toman en cuenta al tipo de suelo, la longitud de los pilotes, la secuencia estratigráfica y otros factores de importan-

cia, por lo que deben verse con desconfianza (Refs. 28 y 41).

Pruebas en modelos hechas por Whitaker (Ref. 42) han indicado que en el caso de pilotes hincados en arcilla, sin apoyo importante en la punta, la falla en bloque ocurre con eficiencias muy bajas cuando los pilotes están más cerca que 1.5 a 2.5 diámetros (centro a centro). Para espaciamientos más grandes se reportan fallas individuales y el factor de eficiencia aumenta hasta uno a espaciamientos de 8 diámetros (Fig. VIII-25).

Los símbolos numéricos en la figura indican agrupaciones cuadradas de pilotes. Los pilotes utilizados en la prueba no tenían zapata de unión en la cabeza; cuando se añadió ésta (Ref. 42), la falla de bloque se produjo a espaciamientos mayores que los que se señalan en la figura, pero persistió claramente la tendencia al crecimiento de la eficiencia con el espaciamiento.

Las pruebas reportadas por Koizumi e Ito (Ref. 38) se refieren a grupos de 9 pilotes de tamaño natural colocados en arcilla; los pilotes eran de 5.50 m de longitud, 30 cm de diámetro y estaban espaciados 3 diámetros; se obtuvo para el grupo una eficiencia comprendida entre 0.75 y 0.80, sin tomar en cuenta ningún efecto de zapata de unión en la cabeza. Para espaciamientos menores que 3 diámetros se produjo la falla de bloque y la capacidad de carga del grupo pudo estimarse por la fórmula:

$$Q_G = 2L(A+B)f + 1.3c_u N_c A B \quad (8-29)$$

En la fórmula anterior:

Q_G , es la capacidad de carga del grupo de pilotes.

L , es la penetración del pilote en un terreno consistente, del que se espera una resistencia por fricción digna de tomarse en cuenta.

A , es el ancho del grupo de pilotes.

B , es la longitud del grupo de pilotes en la dirección normal al plano del papel. AB = área cubierta por el grupo de pilotes.

c_u , es la resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla en prueba no drenada.

N_c , es el factor de capacidad de carga para un cimiento rectangular.

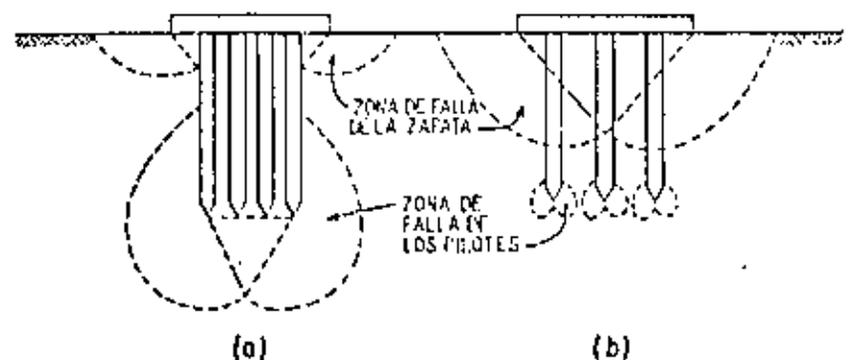


Figura VIII-24. Modos de falla en grupos de pilotes (Refs. 32 y 40).
a) Falla en bloque.
b) Falla individual.

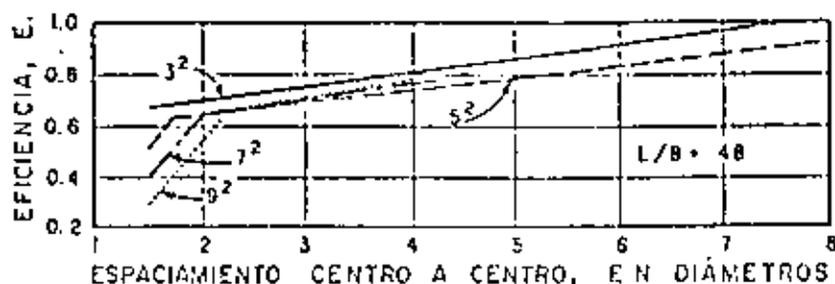


Figura VIII-25. Eficiencias de grupos de pilotes en arcillas. Pruebas en modelos (Refs. 40 y 42).

f , es el valor de adherencia que se puede considerar que actúa en las paredes del bloque que falla.

En tales condiciones, el primer término del segundo miembro de la ecuación 8.29 representa la capacidad del grupo por fricción, modalidad de resistencia que se discutirá más adelante. El segundo término del segundo miembro es la capacidad de carga por punta.

Los grupos de pilotes en arena han exhibido eficiencias mayores que uno en todas las pruebas con modelos, con una excepción (Ref. 44), que correspondió a una prueba realizada en arena muy compacta. Las pruebas realizadas por Vesic con pilotes de 10 cm de diámetro (Ref. 36), con y sin cabezal dieron los máximos valores de eficiencia para espaciamientos de 3 a 4 diámetros, pero en todos los casos aquella fue mayor que uno. Los resultados de todas las pruebas también parecen indicar un valor de L promedio de 1.7 para grupos de pilotes con cabezal y de 1.5 para pilotes libres (Ref. 40).

Coyle y Sulaiman (Refs. 40 y 45) han resumido toda la información disponible en el criterio de diseño que se muestra en la Fig. VIII-26, en la que se consideran grupos de pilotes hincados tanto en arenas como en arcillas.

La nomenclatura y los criterios expresados en la figura se consideran ya suficientemente comentados.

VIII-3 CAPACIDAD DE CARGA EN PILOTES DE FRICCIÓN

Como ya se dijo, no todos los pilotes se apoyan en un estrato resistente al que transmiten las cargas de la estructura desde la superficie (pilotes de punta); los pilotes de fricción quedan totalmente embebidos en estratos cuya resistencia se supone no es suficiente para soportar la carga ejercida en la punta y transmiten su carga a dichos estratos por los esfuerzos de fricción que se desarrollan entre el suelo y la superficie lateral del pilote (fuste). Es común denominar adherencia a la fricción que se desarrolla entre el fuste del pilote y un suelo arcilloso, dejando el término fricción para designar el mismo concepto en suelos arenosos.

En cualquier pilote existen esfuerzos de fricción entre su fuste y el suelo que los rodea; así, en todos los pilotes se desarrollará una cierta capacidad de carga por fricción lateral. Si la punta del pilote descansa en un suelo suficientemente resistente, existirá, además, la capacidad de carga por punta y la capacidad total del elemento será una acumulación de lo que pueda considerarse que resiste de ambos modos. Si el pilote no tiene un apoyo, deberá contarse únicamente con la capacidad de carga por fricción lateral.

Se analizarán brevemente a continuación los criterios por los que puede valuarse la capacidad de carga de pilotes de fricción.

A. Pilotes en arcilla

Cuando un pilote de fricción se hincó al golpe, la arcilla que lo rodea se distiende y reblandece durante las operaciones del hincado; se generan aumentos muy importantes en las presiones de poro, que se disipan muchas veces no menos rápidamente, es-

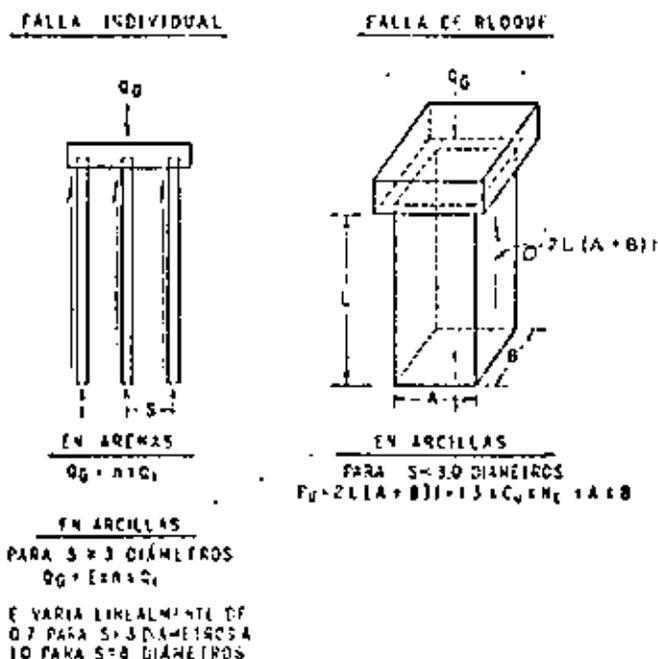


Figura VIII-26. Criterio de Coyle y Sulaiman para evaluar la capacidad de carga en grupos de pilotes (Refs. 40 y 45)

taberiéndose en el suelo circundante unas nuevas condiciones de equilibrio, a veces en muy poco tiempo, pero frecuentemente en semanas o meses. Las nuevas condiciones de equilibrio se caracterizan por menor contenido de agua en el suelo que rodea al pilote, mayor resistencia al esfuerzo cortante y diferentes condiciones en cuanto a presión de tierra. La Fig. VIII-27 muestra gráficamente las condiciones típicas que se establecen en cuanto a contenido de agua y resistencia. Los datos se refieren a investigaciones realizadas por Flaate (Ref. 46), en los 7 m superiores de una masa de suelo entre dos pilotes, 5.5 años después del hincado. En la figura se ve una clara indicación del aumento de la resistencia y la disminución del contenido de agua cerca del pilote, balanceados por un aumento del contenido de agua y disminución de la resistencia en la zona intermedia entre los pilotes.

Independientemente de las implicaciones teóricas de la información dada en la Fig. VIII-27, el método más común para valorar la capacidad de carga por fricción de un pilote se funda en un análisis por esfuerzos totales, valuando la adherencia entre pilote y arcilla por medio de una expresión del tipo:

$$a = \alpha c_u \quad (8-30)$$

Existe un gran cúmulo de investigación para la validación de α . La Rel. 4 resume y cita muchos de los principales trabajos al respecto. Podría decirse que la Rel. 40 completa el panorama de lo dilucidado hasta el presente. Resultados reportados por Peck (Ref. 47) y corroborados por otros investigadores parecen indicar que α vale la unidad para valores de c_u

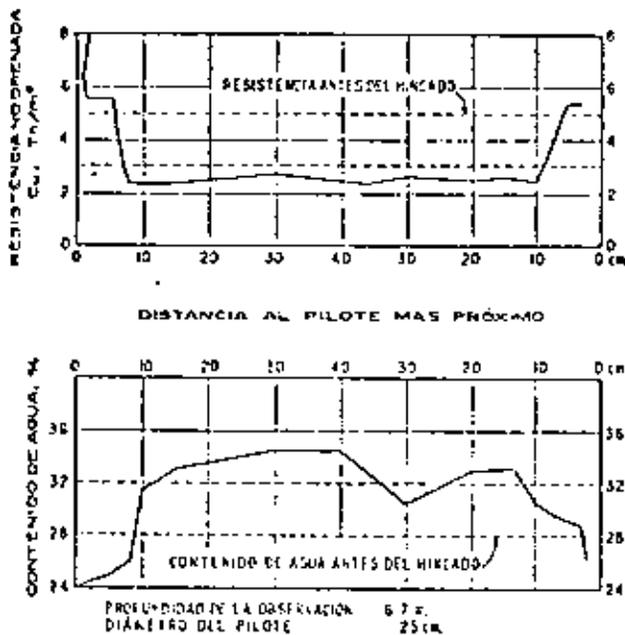


Figura VIII-27. Resistencia no drenada (c_u) y contenido de agua entre dos pilotes hincados al golpe, 5.5 años después del hincado (Ref. 46).

menores que $4.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$. Aun cuando se han reportado valores de α mayores que 1 (Ref. 48), suele considerarse para fines prácticos que la unidad es un límite superior del valor del coeficiente. La Fig. VIII-28 (Ref. 49) resume casi toda la experiencia que se ha ido reuniendo al respecto para establecer el valor de α en función de c_u . La gráfica incluye la famosa tabla de Tomlinson (Ref. 50) tan mencionada por la literatura de los últimos años y de la que han hecho tanto uso los proyectistas en todo el mundo; a pesar de ello, se considera conveniente volver a citar aquí dicha tabla, aunque sólo sea con fines de correlación.

TABLA VIII-5

Valores de la adherencia entre la arcilla y pilotes de fricción hincados al golpe, según Tomlinson (Ref. 50)

Material del pilote	Consistencia de la arcilla	Capacidad	Adherencia
		$c_u, \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$	$a, \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$
Concreto y Madera	Blanda	0-4	0-3.5
	Firme	4-8	3-4.5
Acero	Dura	8-15	4.5-7
	Blanda	0-4	0-3
	Firme	4-8	3-4
	Dura	8-15	?

Puede observarse en la Fig. VIII-28 cómo disminuye el valor de α a medida que aumenta el de c_u . McClelland *et. al.* (Ref. 51) han hecho notar que casi todas las pruebas de pilotes que han servido para fijar el valor de α se han realizado en suelos sobre-consolidados, relativamente superficiales y sencillos que deberían esperarse mayores valores de dicho coeficiente en arcillas normalmente consolidadas profundas (30 ó más metros); sin embargo, trabajos recientes

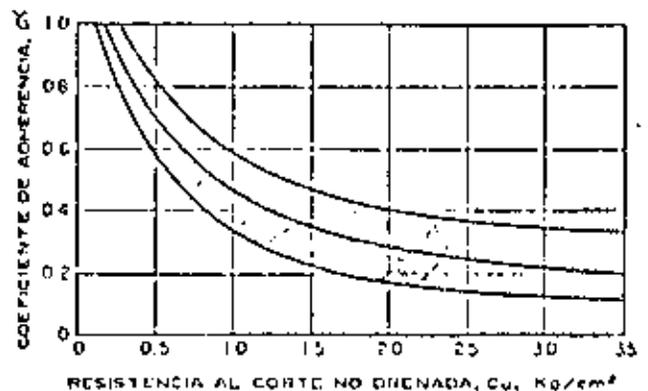


Figura VIII-28. Relación entre la adherencia en pilotes de fricción y la resistencia del suelo, c_u (Ref. 49).

de Vijayvetgiya y Focht muestran lo contrario de esta predicción y el valor de α continuó en esa investigación disminuyendo respecto a α_c hasta profundidades del orden de 60 m en arcillas normalmente consolidadas.

Toda la información anterior es aplicable a pilotes hincados al golpe en arcillas, pero si los pilotes son pre-excavados se reconoce la necesidad de utilizar criterios algo diferentes para tomar en cuenta los importantes efectos que el procedimiento de construcción puede tener en este caso sobre los suelos en la vecindad del pilote. En la Ref. 52 se menciona un caso en que la adherencia de 11 pilotes pre-excavados apenas alcanzó la mitad del valor α que llegó en dos pilotes de las mismas dimensiones hincados a golpes en el mismo terreno; se atribuye esta diferencia al reblandecimiento de la superficie del suelo en contacto con el pilote por migración de agua y a apertura de fisuras. En la Ref. 53, Skempton analizó la información de 10 cimentaciones con pilotes pre-excavados y encontró una relación α (Fig. VIII-28) comprendida entre 0.3 y 0.6, dependiente de las manipulaciones de la construcción, con 0.45 como valor típico. En la Ref. 54 se proporciona la siguiente ecuación para evaluar la adherencia en pilotes pre-excavados y colados en el lugar:

$$\alpha = \alpha_{11} \alpha_{12} \alpha_{13} \psi \quad (8-31)$$

en la que α_{11} , α_{12} , α_{13} representan los efectos de la alteración producida al suelo durante la instalación del pilote, de la migración de agua hacia la perforación y de la contracción de la superficie de la perforación, respectivamente. ψ representa el efecto del lodo de perforación utilizado. Para el caso particular estudiado, los autores de la Ref. 54 dan como valores típicos:

$$\alpha_{11} = 0.65 \text{ (pilote redondo)}$$

$$\alpha_{12} = \alpha_{13} = 1 - \frac{0.75}{L}$$

donde L es la longitud del pilote en metros.

$$\psi = 1.0 \text{ para excavación seca.}$$

$$\psi = 0.6 \text{ para excavación sostenida con lodos.}$$

Si los pilotes de fricción se hincan en suelos limosos o en loes pueden hacerse algunas consideraciones adicionales. En el caso de limos (Ref. 55), el pilote puede calcularse como en arcillas cuando son plásticos, pero si no hay cohesión o ésta es pequeña, deberá de recurrirse más bien a fórmulas correspondientes a pilotes hincados en suelos friccionantes, cuidando mucho el aspecto de licuación de suelos, sobre todo en pilotes hincados al golpe. Para el caso de loes, la Ref. 56 aconseja utilizar pilotes de fricción sólo si se tiene en el material suficiente resis-

tencia y si la estructuración o cementación del material es tal que no sea excesivamente colapsable. Si lo es, se aconseja no utilizar tales suelos como estrato de soporte.

B. Pilotes en arenas

Ha sido costumbre expresar la capacidad de carga por fricción de los pilotes embbebidos en mantos arenosos, por el producto del área lateral del pilote multiplicada por un coeficiente de fricción f_r , cuya forma general es del tipo:

$$f_r = K \gamma_m z \tan \delta \quad (8-32)$$

Donde:

K , es el coeficiente de empuje lateral de tierra.
 γ_m , es el peso volumétrico de la arena, en la condición que corresponda (húmedo, sumergido, etcétera).

z , es la profundidad a que se mide la fricción dentro del manto arenoso.

$\tan \delta$, es un coeficiente de fricción que representa la que se desarrolla entre el pilote y la arena.

La expresión (8-32) acepta que el coeficiente de fricción es variable a lo largo del fuste, que sigue una ley lineal con la profundidad y que es una fracción de la presión normal por peso propio al nivel considerado. Congruentemente con este modo de pensar, se ha propuesto tomar al coeficiente K con el valor K_0 correspondiente a la condición del suelo "en reposo" (Capítulo V del volumen I de esta obra). Los valores de K_0 más usualmente mencionados oscilaban entre 0.4, para arenas sueltas y 0.6, en las arenas más compactas en las que sea posible pensar en hincar pilotes de fricción. El valor de δ más recomendado ha sido de $\frac{2}{3} \phi$.

Sin embargo, la investigación actual arroja cada día más dudas sobre el valor de una ecuación como la 8-32. En la Ref. 40 se mencionan varios trabajos en que se hace ver que la fricción media sólo aumenta linealmente hasta profundidades limitadas, a partir de las cuales, su valor se mantiene prácticamente constante. Basado en lo anterior, la Ref. 57 propone expresar al coeficiente de fricción lateral a la profundidad z como:

$$f_r = \alpha K \gamma_m z \tan \phi \quad (8-33)$$

Donde α debe tomarse igual a 2 hasta 6 m de profundidad e igual a 0.5 para profundidades mayores. También se propone calcular con el valor $K = 1$.

En la Ref. 58, Vesic concluyó que la profundidad hasta la que crece la fricción lateral es de 10 diámetros en arenas muy sueltas y de 20 en mantos muy compactos.

La Fig. VIII-29 (Refs. 55 y 59) presenta los valo-

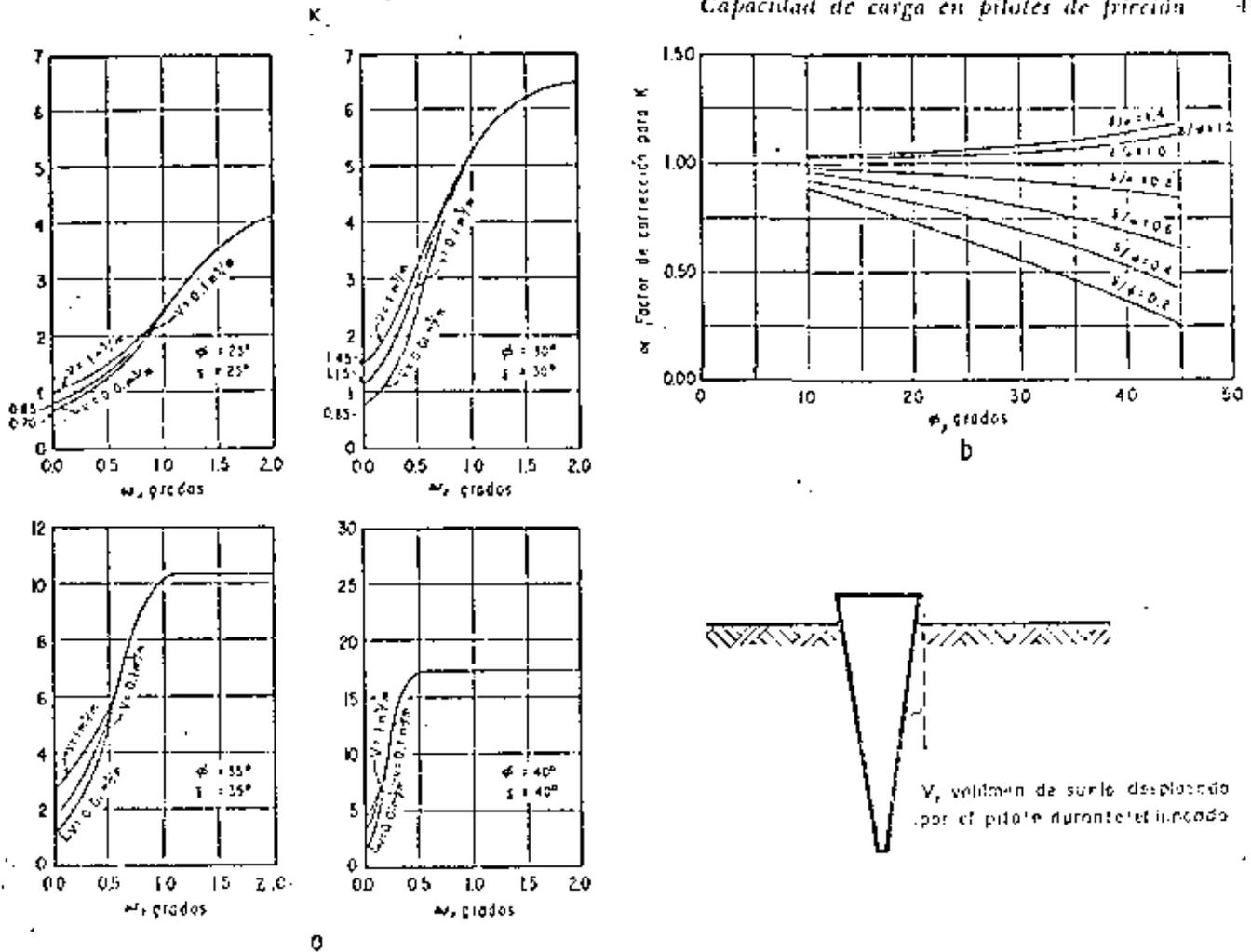


Figura VIII-29. Valores de K para el cálculo de la fricción lateral de pilotes en arenas (Refs. 55 y 59).

res del coeficiente de empuje de tierras K con que Nordlund recomienda utilizar una ecuación del tipo de las 8-33. Se considera ahora tanto el caso de que el coeficiente de fricción entre el pilote y el suelo sea $\tan \phi$ como el de que sea $\tan \delta$, con $\delta = \frac{1}{4} \phi$, y se proporciona un factor correctivo (α) para tomar en cuenta esta circunstancia.

La capacidad de carga por fricción de los pilotes en arena se ve substancialmente modificada por cualquier operación de chiflonaje que haya que ejecutar durante el hincado. En la Ref. 60 se menciona un caso en que la capacidad de carga se redujo a los $\frac{2}{3}$ por este concepto. En la multitudada Ref. 40, McClelland recomienda tomar esta proporción para fines de diseño. También se ha encontrado que en pilotes de tensión la capacidad de carga por fricción es el 80% de la que correspondería al mismo pilote trabajando a compresión, como es usual (Ref. 40).

La capacidad de carga por fricción de pilotes en arenas no está claramente dilucidada. Todas las anteriores son reglas que se reportan como confiables para fines de cálculo; entre unos y otros criterios puede haber fuertes discrepancias en algunos casos y resulta difícil sostenerlos sobre una base teórica sólida. La distribución de la fricción lateral en el

fuste del pilote no es lineal, hasta donde puede afirmarse con base en la información disponible actualmente. Además, el coeficiente de fricción lateral depende de muchos factores muy difíciles de cuantificar, como la compactación de la arena, la posición del nivel freático y las perturbaciones que se induzcan en el pilote por las operaciones de construcción.

Los criterios anteriores se refieren a pilotes hincados al golpe y hay muy poca información sobre pilotes colados en el lugar, independientemente de que se sienta que deba haber diferencia entre ambos casos, aun cuando ésta pueda ser menor que en el caso de pilotes en arcilla.

En general los pilotes de fricción en arenas ofrecen un buen ejemplo de un caso en que están justificadas las pruebas de carga. Un proyecto basado exclusivamente en cálculo deberá de contemplar factores de seguridad necesariamente altos, dividiendo por 3 ó 4 las capacidades de carga que se obtengan con los criterios arriba discutidos.

C. Grupos de pilotes

En los pilotes de fricción, el efecto de grupo más

importante en lo que se refiere a la capacidad de carga es la posibilidad de una falla de la cimentación en conjunto (Fig. VIII-30).

La posibilidad de esta falla estriba en que la resistencia por adherencia y fricción en el área lateral del prisma de altura L , envolvente de los pilotes, sea menor que la suma de la resistencia de todos los pilotes considerados individualmente. Si n es el número de pilotes en la cimentación, p el perímetro de cada uno, P el perímetro del conjunto y a es la adherencia entre pilote y suelo, el peligro de falla del conjunto dejará de ser crítico si se cumple la desigualdad:

$$anpL \leq aPL \quad (8-31)$$

De donde: $np \leq P$.

Lo anterior expresado en palabras da lugar a la conocida regla práctica de que no hay riesgo dominante de falla de conjunto siempre y cuando el perímetro del área ocupada por los pilotes sea mayor o igual que la suma de los perímetros de los pilotes individuales.

La fórmula 8-31 es conservadora con respecto al criterio que sostienen algunos autores de incluir en el razonamiento anterior la resistencia que ofrece a la falla la base inferior del prisma formado por el conjunto de los pilotes.

Además, son aplicables a los conjuntos de pilotes de fricción todas las reflexiones hechas en el párrafo 1 del inciso anterior para pilotes que, aunque básicamente hayan sido concebidos como pilotes de punta, no reciben un apoyo rígido en ella, de manera que se comportan, a fin de cuentas, como pilotes mixtos.

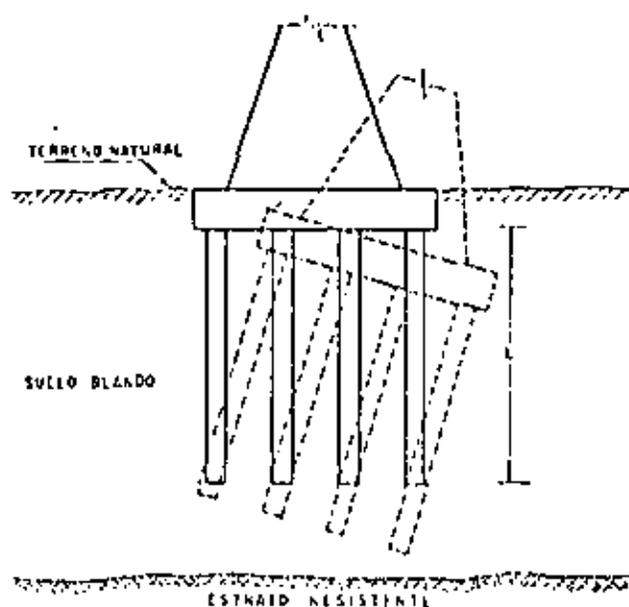


Figura VIII-30. Falla de conjunto de una cimentación con pilotes de fricción.

D. Fricción negativa

Cuando se tiene una cimentación piloteada con pilotes de punta, alojada dentro de una cierta estratigrafía que contenga a un manto compresible, si dicho manto tiende a disminuir de espesor por algún proceso de consolidación inducido, se está gestando un problema muy común denominado fricción negativa. Prácticamente en el campo de las vías terrestres, este problema se localiza en los apoyos de las estructuras desplantadas en un estrato resistente por medio de pilotes de punta, en los que el estrato compresible sobreyacente se consolida por el efecto del peso de los terraplenes de acceso.

Al permanecer fijos los pilotes, el suelo que se consolida tiende a bajar a lo largo de su fuste, induciéndose esfuerzos de fricción que sobrecargan a los pilotes por colgarse el material circunvecino a los mismos. Si estas sobrecargas no han sido tomadas en cuenta en el diseño, se puede llegar a producir el colapso de los pilotes por penetración en el estrato resistente.

En el mejor de los casos, es decir, cuando los pilotes aguantan la sobrecarga que esta fricción negativa les induce, sin fallar, el efecto es desfavorable, pues una parte a veces importante de la capacidad portante de los pilotes está siendo desperdiciada en soportar cargas que a nadie beneficiarían. Además, el descenso del terreno en relación a los pilotes, que permanecen fijos, provoca que la estructura soportada por ellos "cuerpa", lo que suele ser fuente de ajustes y problemas.

Es fácil ver que en una estructura piloteada con pilotes de punta, en la que pueda existir un efecto de fricción negativa, un pilote de una zona interior de la cimentación puede ser sobrecargado como máximo con un peso igual al del volumen de arcilla tributario de dicho pilote. En un pilote de borde, sin embargo, la sobrecarga podrá ser mayor, por razones obvias y este efecto puede acentuarse especialmente en los pilotes de esquina; en estos últimos casos, el único límite a la sobrecarga que puede llegar a producir la fricción negativa lo impone la adherencia entre el suelo y el pilote en todo el fuste del mismo. Si el estrato resistente puede presentar alguna cedencia, el pilote de esquina será el que más asentamiento pueda sufrir, seguido de los de borde, quedando los mínimos hundimientos para los pilotes correspondientes a las zonas interiores del área de cimentación.

No es fácil calcular la sobrecarga que pueda llegar a cargar realmente un pilote por fricción negativa; la investigación al respecto es escasa (Refs. 4, 61, 62 y 63). En la práctica, el cálculo se hace multiplicando el área lateral del pilote por un valor de adherencia entre pilote y suelo, que por razones de incertidumbre, suele considerarse igual a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo (c_u). Este criterio resulta conservador, sobre todo para pilotes interio-

res, en los que, como se dijo, la sobrecarga por fricción negativa no puede exceder el peso de la arcilla tributaria; por lo menos en estos casos podrá acotarse el valor calculado con el criterio primeramente señalado, utilizando para ello el peso del volumen tributario, que puede ser valuado con aproximación suficiente con simples consideraciones geométricas.

Para un grupo de pilotes por fricción, seguramente el suelo situado en el interior del grupo quedará rígidamente unido a los pilotes y no participa de ningún movimiento relativo de descenso como el que sufre el suelo fuera del área piloteada. En este caso, la sobrecarga total por fricción negativa en todo el grupo es igual al peso del volumen de suelo comprendido entre todos los pilotes de la cimentación, más el efecto de la fricción negativa a lo largo del área lateral de dicho bloque. Así la fricción negativa en todo el grupo podrá calcularse con la expresión:

$$F_n = L P c_u + \gamma_w I A \quad (8-35)$$

donde:

- F_n es la sobrecarga total por fricción negativa en el grupo de pilotes.
- L , es la longitud de los pilotes sujeta, al fenómeno.
- P , es el perímetro del área piloteada.
- c_u es la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, obtenida en prueba no consolidada, no drenada.
- γ_w es el peso volumétrico del suelo comprendido entre los pilotes, en la condición en que se encuentre.
- A , es el área de la cimentación piloteada.

El primer término del segundo miembro de la expresión 8-35 representa la fricción negativa que se desarrolla en las paredes del bloque a que se ha hecho referencia, en tanto que el segundo representa el peso de dicho bloque.

El valor de la sobrecarga por fricción negativa en el grupo, dado por la ecuación 8-35, ha de compararse con la suma de las sobrecargas inducidas por el fenómeno en los pilotes individuales:

$$F_n = n c_u L p \quad (8-36)$$

en que p , es el perímetro de un pilote individual y n , el número de éstos.

El valor que se utilice para un proyecto será el que resulte mayor de los dados por las expresiones 8-35 y 8-36.

Zeevaert (Ref. 61) ha hecho notar una consecuencia adicional de los efectos de fricción negativa en cimentaciones con pilotes de punta, cuya importancia práctica es quizá mayor de lo que a primera vista pudiera pensarse. Cuando el suelo tiende a bajar en

relación al pilote y se cuelga de él a causa de la adherencia, parte del peso de suelo que gravitaba en la zona de la punta del pilote sobre el estrato resistente se ha aliviado. Si el estrato resistente es de naturaleza friccionante, esta disminución de la presión efectiva produce una disminución de la resistencia al esfuerzo cortante y de la capacidad de carga de dicho estrato resistente y, por lo tanto, propicia la penetración del pilote en el estrato de apoyo.

VIII-4 CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE. FACTOR DE SEGURIDAD

Todas las capacidades de carga que hasta ahora se han mencionado corresponden a valores en la falla, es decir, a valores tales que si esos esfuerzos fueran comunicados por el cimiento al suelo, éste quedaría en estado de falla incipiente. Huelga decir que esos valores no son los que en la práctica se asignan a las cimentaciones reales. Nace así el concepto de capacidad de carga admisible o de trabajo, con la que habrá de diseñarse la cimentación. Esta será siempre menor que la de falla y deberá quedar lo suficientemente lejos de ella como para dar los márgenes de seguridad necesarios, que cubran todas las incertidumbres referentes a las propiedades de los suelos y su determinación, a las magnitudes de las cargas actuantes, a la teoría específica de capacidad de carga que se use y a los problemas y desviaciones de la construcción.

En la práctica se ha generalizado la costumbre de expresar la capacidad de carga admisible como una fracción de la de falla, obtenida dividiendo ésta entre un número mayor que 1, al que se denomina factor de seguridad (F_s). Sin embargo, por lo menos para los suelos cohesivos, el anterior criterio resulta poco defendible, tanto desde el punto de vista conceptual, como del valor numérico de la capacidad de carga que al usarlo se obtiene. Una discusión de este concepto aparece incluida en la Ref. 26.

En términos generales, la capacidad de carga última de una cimentación en un suelo puramente cohesivo se da por una expresión del tipo:

$$q_u = c N_c + \gamma D_f \quad (8-14)$$

La condición de máxima seguridad es evidentemente:

$$q_s = \gamma D_f$$

pues entonces toda la resistencia del suelo está en reserva. En el caso de aplicar un factor de seguridad, éste deberá actuar solo sobre la parte q_u que exceda a γD_f , es decir sobre $c N_c$ (Ref. 26). De esta manera, resulta para la capacidad de carga admisible la expresión:

$$q_{ad} = \frac{c N_s}{F_s} + \gamma D_f \quad (8-37)$$

En el caso de suelos puramente friccionantes, la capacidad de carga es mucho mayor que la presión actuante al nivel de desplante, por lo que el dividir la capacidad de carga a la falla entre un factor de seguridad conduce a un error, que si bien conceptualmente hablando es similar al que se cometería en el caso de los suelos cohesivos, es en cambio numéricamente muy pequeño. Por esta razón, la capacidad de carga admisible en un suelo friccionante suele expresarse en la práctica por medio de la expresión simplista:

$$q_{ad} = \frac{q_o}{F_s} \quad (8-38)$$

Los valores de F_s a usar en un caso dado deberán variar algo según sea la importancia de la obra y el orden de las incertidumbres que se manejen; en rigor debería de ser diferente en cada caso y producto de un estudio particular de ese caso. Sin embargo, en aras de la simplicidad, existen valores típicos aceptados por la costumbre. En el caso de cimentaciones superficiales, si el análisis de las cargas actuantes toma en cuenta sólo las permanentes, es recomendable usar un F_s mínimo de 3. Si se toman en cuenta cargas permanentes y cargas vivas eventuales, el valor anterior puede reducirse a 2 ó 2.5. Si se realiza un análisis de cargas muy detallado, que incluya efectos de sismo, en regiones de tal naturaleza, el factor de seguridad puede llegar a valores tan bajos como 1.5.

En el caso de cimentaciones profundas, las incertidumbres que se manejan suelen ser mayores, por la contribución de la heterogeneidad del subsuelo y de los métodos constructivos. Es costumbre utilizar un F_s de 3, cuando la cimentación se calcula en un análisis de carga muerta y carga viva permanente, que es un criterio de cálculo muy común en las estructuras de las vías terrestres. Análisis mucho más detallados de las cargas podrían permitir factores de seguridad algo más reducidos.

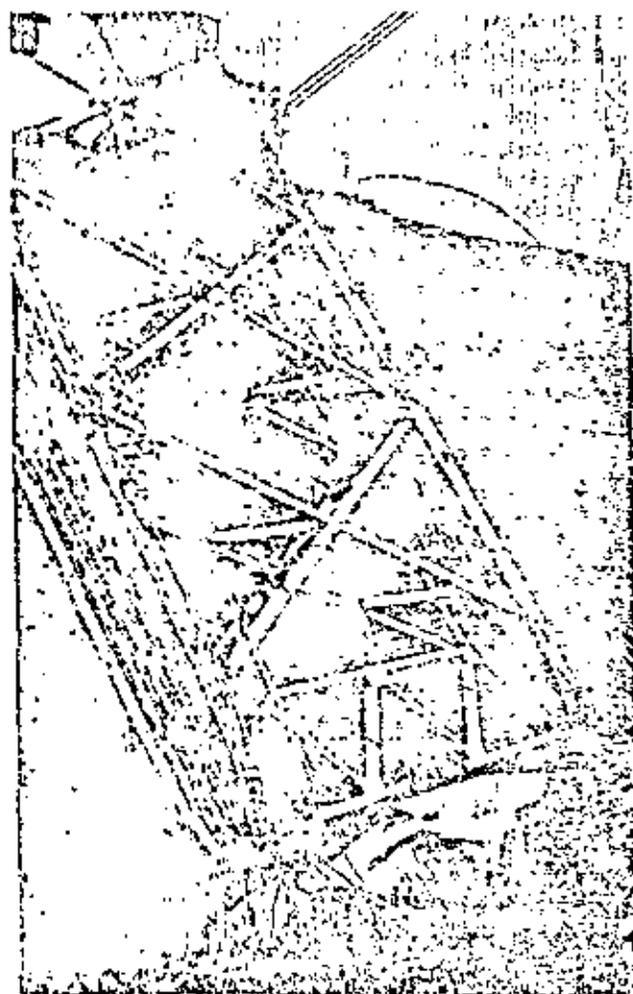
VIII-5 CAPACIDAD DE CARGA EN ROCAS

Ya se ha indicado repetidamente que las rocas y sus importantes y variados problemas quedan fuera de los alcances e intenciones de esta obra. Sin embargo, las cimentaciones en roca son tan comunes en las obras viales y suele dedicárseles tan poca atención, aun por parte de los proyectistas más minuciosos, que parece necesario hacer algunos comentarios sobre el tema, sin pretender agotarlo, sino más bien con la intención de señalar que las rocas son susceptibles de presentar problemas dignos de consideración, a veces muy críticos y que resultará muy conveniente para los ingenieros dedicados a estos

tipos de problemas ahondar en el tema dentro de los tratados específicos de Mecánica de Rocas, de los cuales existe cada día mayor profusión.

Desde luego es un hecho que la resistencia de las rocas, considerada como un parámetro aislado, suele ser lo suficientemente grande como para justificar una actitud de confianza ante los problemas de capacidad de carga y cimentación; frecuentemente la resistencia a la compresión de una caliza, arenisca, granito, basalto, etcétera, excede la de un buen concreto. También es cierto que la rigidez de estos materiales es tal que los asentamientos no suelen ser una limitación de diseño. Los problemas emanan ahora de dos fuentes; por un lado de los defectos de la roca, tales como grietas o fisuras y, por otro, de los altos esfuerzos que soporta la estructura que se cimenta, emanantes de las altas presiones de contacto que se toleran.

La resistencia de una roca suele obtenerse de una prueba de compresión simple o, y esto es muy frecuente en los proyectos correspondientes a las vías terrestres, suele estimarse. En el caso de realizar pruebas, dada la dificultad que se tiene normalmente para hacerlas elaboradas (de tipo triaxial, por ejem-



Cimentación de un apoyo del puente "Fernando Espinosa", cerca de Guadalajara (México).

plu), es común recurrir a pruebas de compresión simple, de las que se obtiene un parámetro de resistencia suponiendo que la roca es un material puramente cohesivo ($\phi = 0$), obtenido con una expresión del tipo:

$$c = \frac{q_u}{2}$$

donde q_u es la resistencia a la compresión simple que se haya medido. Con este valor de la resistencia, la capacidad de carga de una roca homogénea puede calcularse con alguna de las teorías aplicables a suelos cohesivos. Esa capacidad de carga a la falla suele afectarse de un factor de seguridad del orden de 3, como mínimo, para obtener un valor admisible o de trabajo.

Huelga decir que si se han hecho pruebas de laboratorio más elaboradas y se tiene la resistencia de una formación rocosa homogénea expresada en términos de dos parámetros c y ϕ puede usarse una fórmula del tipo 8-2 para expresar la capacidad de carga, si bien la costumbre ha impuesto el uso de los factores de capacidad de carga correspondientes a falla local, para tomar en cuenta el modo de falla frágil que es típico de estos materiales.

Si la masa rocosa tiene juntas, el proceso de la falla es diferente al de una masa homogénea y continua, influenciado el espaciamiento de las juntas, su abertura y la ubicación de la carga. La Fig. VIII-31 (Ref. 16) indica las diferentes maneras en que puede fallar un manto rocoso por capacidad de carga.

En la parte *a* de la figura se ilustra el caso en que el espaciamiento de las juntas, S , es una fracción del ancho del cimientto, B y aquellas están abiertas; la cimentación es entonces soportada por columnas de roca y la capacidad de carga puede estimarse a partir de la resistencia a la compresión simple de esas columnas. La capacidad de carga total siempre deberá tomarse como menor que la suma de la resistencia de todas las columnas involucradas, pues no todas tienen la misma rigidez y algunas fallarán antes de

que otras trabajen a su máxima capacidad. Si las juntas están cerradas (parte *b* de la figura) y la presión se transmite a través de ellas sin movimiento, el problema puede básicamente afrontarse como si la masa de roca fuera sana.

La parte *c* de la figura muestra el caso en que el espaciamiento de las juntas es mucho mayor que el ancho del cimientto. El caso ha sido estudiado por Meyerhof (Ref. 65) y por Bisnoi (Ref. 66). Bajo el cimientto se forma, en la falla, una zona de ruptura cónica. La capacidad puede expresarse con una ecuación del tipo:

$$q_c = J c N_{cr} \quad (8-39)$$

La Fig. VIII-32 (Refs. 16 y 66) proporciona los valores del factor N_{cr} , obtenidos de modelos; en la figura se ven los valores correspondientes a cimentaciones circulares, siendo los de cimentaciones cuadradas un 85 % de los mostrados. La figura incluye también una gráfica que proporciona los valores de J , en función de la relación $\frac{H}{B}$, con el sentido que se desprende del croquis incluido. $J = 1$ si $\frac{H}{B} \geq 8$ y $J = 0.5$, aproximadamente, para $\frac{H}{B} = 1$.

Las partes *d* y *e* de la Fig. VIII-31 se refieren a formaciones de roca estratificadas sobreyaciendo a suelo compresible blando. Pueden ocurrir dos formas de falla en este caso, según sean los valores de las relaciones $\frac{H}{S}$ y $\frac{S}{B}$ y la resistencia a la flexión de la roca. La parte *d* de la figura ilustra el caso en que la resistencia a la flexión sea pequeña y la relación $\frac{H}{B}$ sea grande, en tanto que en la parte *e* se ilustra el caso de la falla por penetración, típica de una relación $\frac{H}{B}$ pequeña.

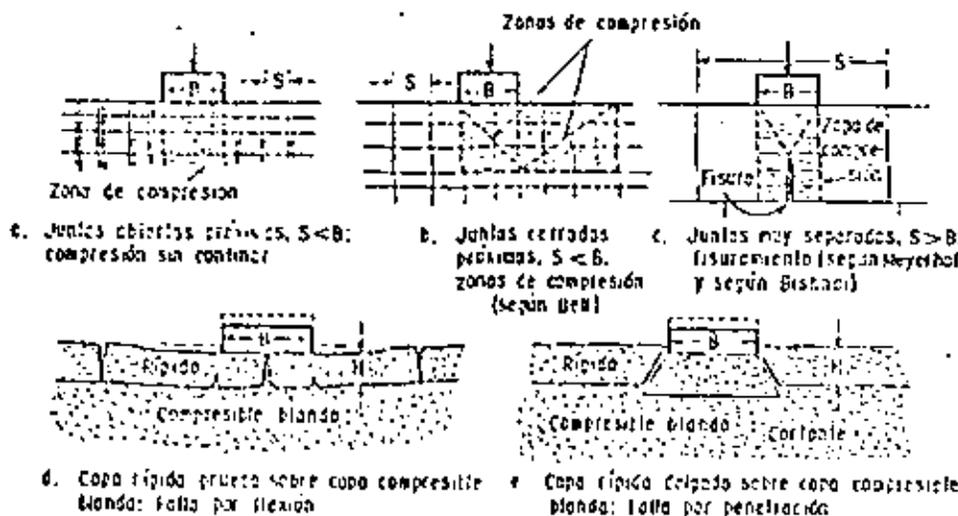


Figura VIII-31. Diferentes maneras de fallar la roca por capacidad de carga.

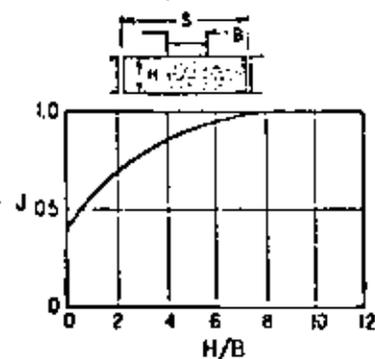
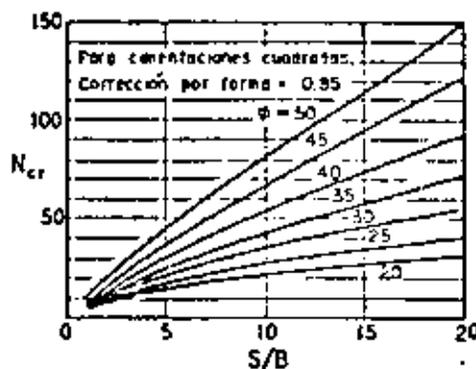


Figura VIII-32. Factores de capacidad de carga para roca con fisuras muy espaciadas (Según Bishnoi). (Refs. 26 y 66).

a. Factores de capacidad de carga para cimentación circular en roca con juntas $S/B > 1$ y $H/B > 8$

b. Factor de corrección J para cazo de roca de espesor H

En rocas muy agrietadas han de ser las zonas débiles las que limiten la carga de diseño y el factor de seguridad a emplear en estos casos no será menor de 5.

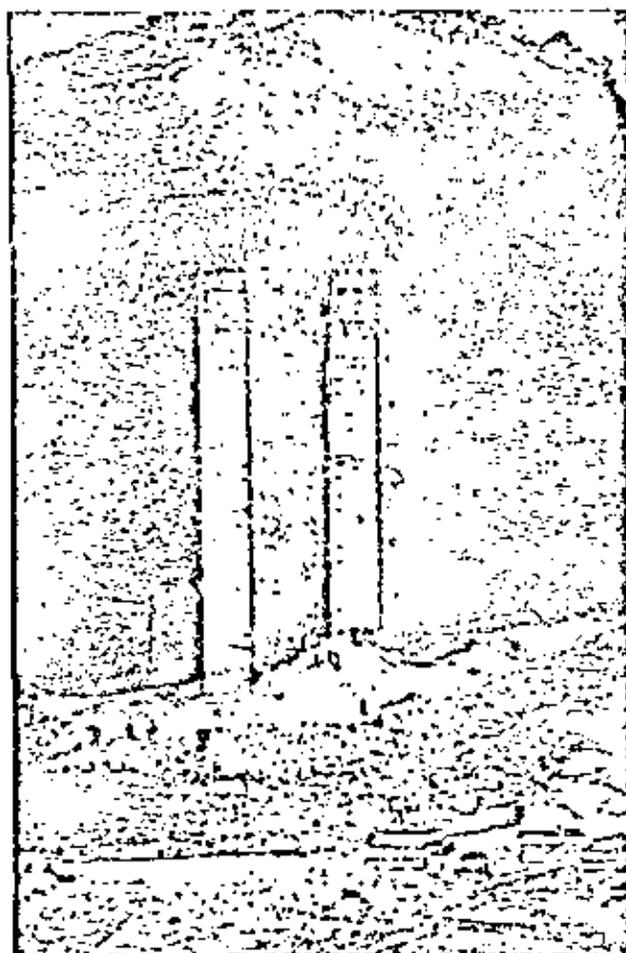
En ciertas formaciones rocosas, de las que las calizas son un ejemplo típico, pueden presentarse cavernas u oquedades, de manera que la exploración deberá cubrir siempre este riesgo. Si las cavernas existen y su techo ofrece peligro de no sustentar la cimentación será necesario rellenarlas o prolongar la cimentación hasta su piso.

Si la roca se presenta en un manto inclinado, la cimentación tendrá el riesgo de deslizamiento, especialmente si los estratos rocosos se presentan con echados superiores a 30° . En el caso de cimentaciones de área importante se recurre en esta circunstancia a anclajes o escalonamientos.

Las cimentaciones en taludes en roca pueden ser



Cimentación del puente Emperador, en la carretera directa México-Puebla. Se muestra la existencia de cavernas que hubieron de rellenarse en la ladera.



Cimentación del puente "Mariano García Sola". La existencia de oquedades en una formación de travertino fisurado obligó a una inyección complementaria de la zona de apoyo.

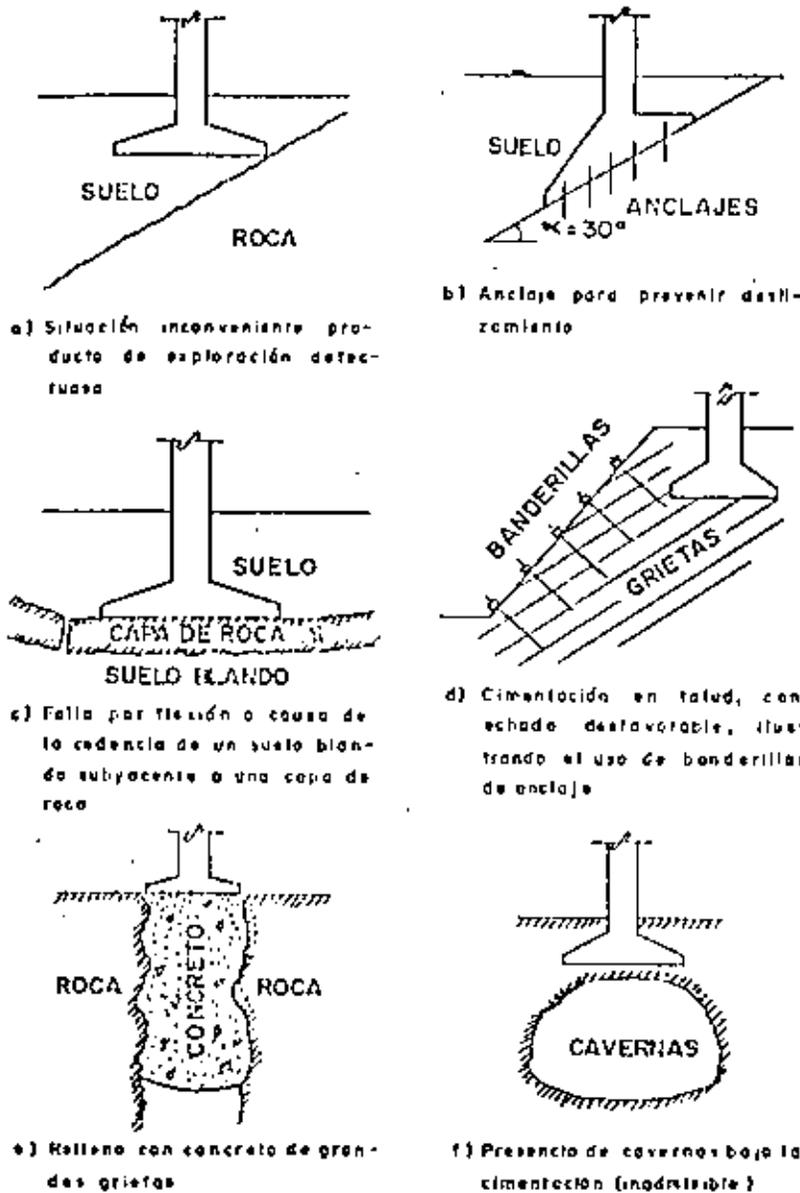


Figura VIII-33. Problemas relacionados con cimentaciones en roca.

muy delicadas si éstas están juntas y, sobre todo, si su echado es hacia el corte o talud. Ahora reviste gran importancia la naturaleza del material que rellene grietas o juntas. En situaciones como ésta, el uso de anclajes ha sido de utilidad.

La Fig. VIII-33 (Ref. 26) presenta gráficamente algunos problemas de cimentación sobre roca, con alguna de las soluciones que típicamente se han empleado para combatirlos.

Un caso particular de interés especial en lo que a construcción sobre rocas se refiere lo ofrecen las zonas cársticas, de las que es un sobresaliente ejemplo gran parte de la Península de Yucatán, en México. Las condiciones de cimentación en esta zona han sido recientemente objeto de un detallado estudio, que podrá consultarse en la Ref. 67.

VIII-6 PILOTES SUJETOS A CARGAS LATERALES

Un pilote cargado verticalmente se flexa como una viga en voladizo parcialmente empotrada. Si las cargas son pequeñas, el comportamiento del suelo es bastante elástico. Esto puede representarse con un modelo formado por una serie de resortes horizontales, cuya rigidez se puede expresar como un módulo de reacción (relación entre el esfuerzo normal aplicado y el asentamiento bajo tal esfuerzo; resulta expresado en unidades de fuerza sobre longitud al cubo).

El primer intento para valorar los módulos de reacción horizontal en un cimiento profundo se debe a Terzaghi (Ref. 78), quien proporcionó las siguientes expresiones para tal fin:

Suelos friccionantes

$$K_1 = 0.2763 K_2 \frac{z}{B} \quad (8-10)$$

Suelos cohesivos

$$K_1 = 0.0562 \frac{K_2}{B} \quad (8-11)$$

Los módulos de reacción resultan en ton/m²-cm B es el diámetro o ancho del cimiento, en metros y z la profundidad a que se mide el módulo, también en metros. Los coeficientes K_2 y K_3 , necesarios para aplicar las fórmulas 8-10 y 8-11 pueden obtenerse de la gráfica de la Fig. VIII-31, originalmente propuesta por Terzaghi y en la que aparecen en lb/plg²; las fórmulas 8-10 y 8-11 toman ya en cuenta esta hetero-

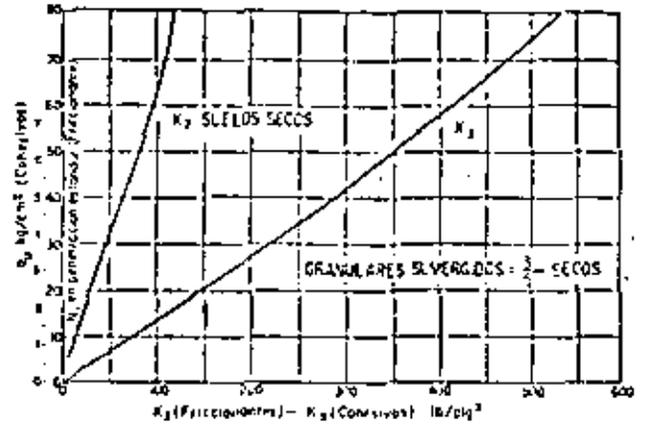
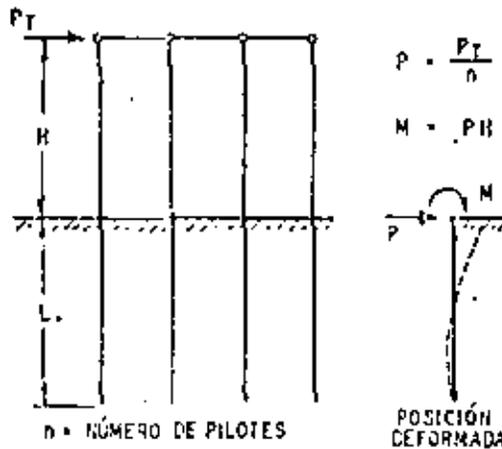
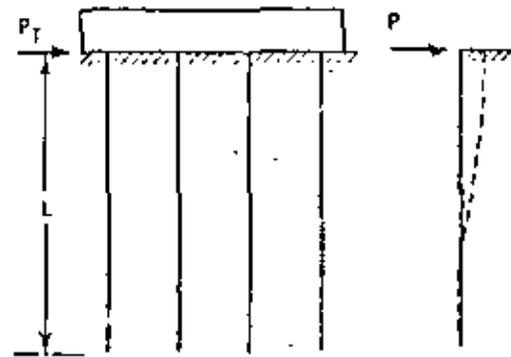


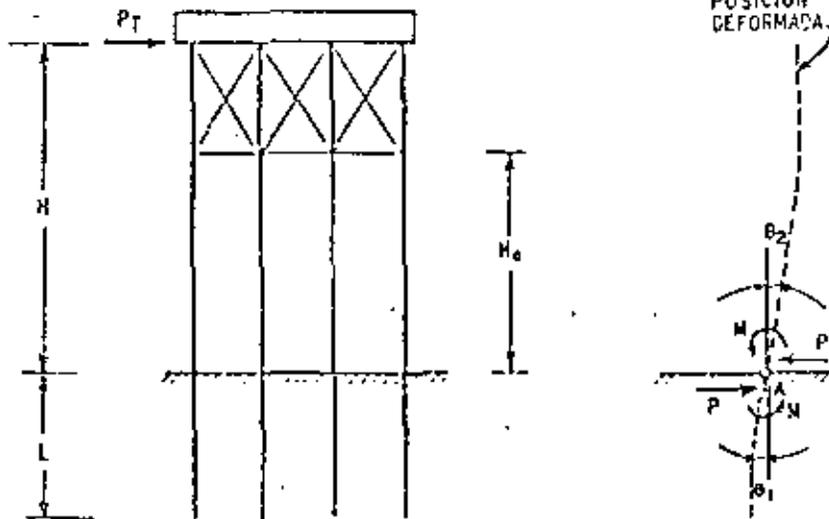
Figura VIII-31. Gráfica para el cálculo del módulo de reacción horizontal, según Terzaghi (Ref. 73).



a. -- PILOTES CON CABEZAL FLEXIBLE O DE EXTREMO ARTICULADO.



b. -- PILOTES CON CABEZAL RÍGIDO EN LA SUPERFICIE DEL TERRENO.



c. -- PILOTE CON CABEZAL RÍGIDO SOBRE LA SUPERFICIE DEL TERRENO.

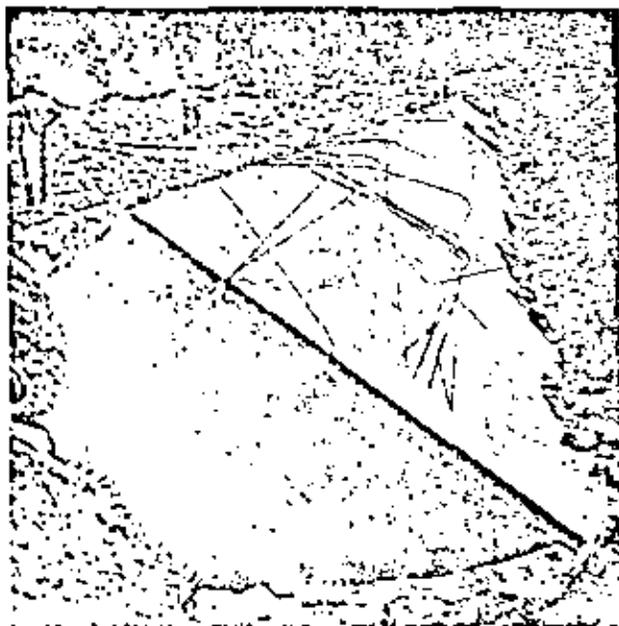
Figura VIII-35. Condiciones de carga para el estudio de cargas laterales en pilotes (Ref. 79)

generalidad de unidades para proporcionar los valores de K_s en $\text{ton}/\text{m}^2 \cdot \text{cm}$, como se dijo.

Los módulos de reacción horizontal, multiplicados por la deformación horizontal del cimiento profundo, supuesto cuerpo rígido, proporcionan la presión, en ton/m^2 , que puede aplicarse al elemento sin falla. Para obtener la carga horizontal total que puede aplicarse deberán usarse sucesivamente las fórmulas, después de dividir al pilote (o cilindro de cimentación, pues estas normas son aplicables, en principio, a todos los cimientos profundos) en tramos por planos horizontales imaginarios, obteniéndose el empuje que puede actuar en cada tramo para una deformación dada. Para el caso de suelos friccionantes, la fórmula (8-40) se refiere a suelos secos o húmedos, pero no sumergidos. El módulo de reacción horizontal en este último caso deberá considerarse un 60% del calculado.

La Ref. 79 incluye un trabajo algo más diversificado y completo que el de Terzaghi apenas mencionado, en el cual se analizan las condiciones de pilotes sujetos a carga lateral en tres situaciones diferentes (Fig. VIII-35).

La parte *a* de la figura se refiere al caso en que el cabesal del pilote tiene rotación libre y se le aplica fuerza horizontal. La parte *b* de la figura corresponde a un cabesal rígido, impidiendo la rotación del extremo superior del pilote al nivel del terreno natural. La carga lateral se aplica en dicho extremo superior y el pilote se deforma manteniendo tangente vertical en dicho punto. La parte *c* de la Fig. VIII-35 se refiere a pilotes que tienen cabesal rígido sobre el nivel del terreno natural. La posibilidad de rotación del extremo superior del pilote está ligada ahora a la combinación de efectos de la rigidez de la superestructura y de la resistencia del terreno natural.



Construcción de un murete de anclaje, para ayudar a un estrilón a soportar fuerzas laterales.

La propia Ref. 79 proporciona una secuela de cálculo para cada una de las tres condiciones de carga que permite obtener un valor de la carga lateral total P_t , permisible. Con tal valor de P_t , el diseño de los pilotes debe hacerse por los procedimientos convencionales de la teoría de las estructuras que, naturalmente, quedan fuera de los alcances de esta obra.

Las soluciones propuestas en la Ref. 79 suponen que el módulo de elasticidad del suelo crece linealmente con la profundidad, lo que suele considerarse una hipótesis útil de trabajo en suelos granulares y arcillas blandas. Para arcillas duras, fuertemente preconsolidadas suele más bien admitirse que el módulo de elasticidad es constante con la profundidad; más adelante se verá que el trabajo comentado proporciona un medio para convertir en este caso el módulo constante en otro equivalente para fines de cálculo que varía linealmente con la profundidad.

Las secuelas de cálculo son las siguientes:

Para el caso *a* de la Fig. VIII-35. Se supone previamente determinada la longitud L del pilote, por un análisis convencional de cargas verticales. El primer paso consiste en calcular el denominado factor de rigidez relativa,

$$T = 0.3 \left(\frac{EI}{l} \right)^{1/4} \quad (8-42)$$

Donde E es el módulo del material que constituye

el pilote, en $\frac{T}{\text{m}^2}$.

I , es el momento de inercia de la sección del pilote respecto a un eje perpendicular al sentido de la fuerza, en m^4 .

l , es el coeficiente de variación del módulo de elasticidad del suelo con la profundidad, en $\frac{T}{\text{m}^3}$. La

Fig. VIII-36 (Ref. 80) proporciona una gráfica de donde puede obtenerse el valor del coeficiente l para arenas o para arcillas blandas, en función de la compacidad relativa de la arena o de la resistencia a la compresión simple de la arcilla.

Con el valor de T deberá calcularse la relación,

$$Z_{\text{máx}} = \frac{l}{T} \quad (8-43)$$

El efecto de la carga en el extremo superior de cada pilote se estudia al nivel del terreno natural, en donde se tendrá, en forma equivalente, una fuerza

$P = \frac{P_t}{n}$, siendo n el número de pilotes en la hilera y un momento $M = PH$.

El valor de $Z_{\text{máx}}$ servirá para seleccionar la curva que corresponda de entre las que aparecen en la Fig. VIII-37, que permitirá calcular un coeficiente de

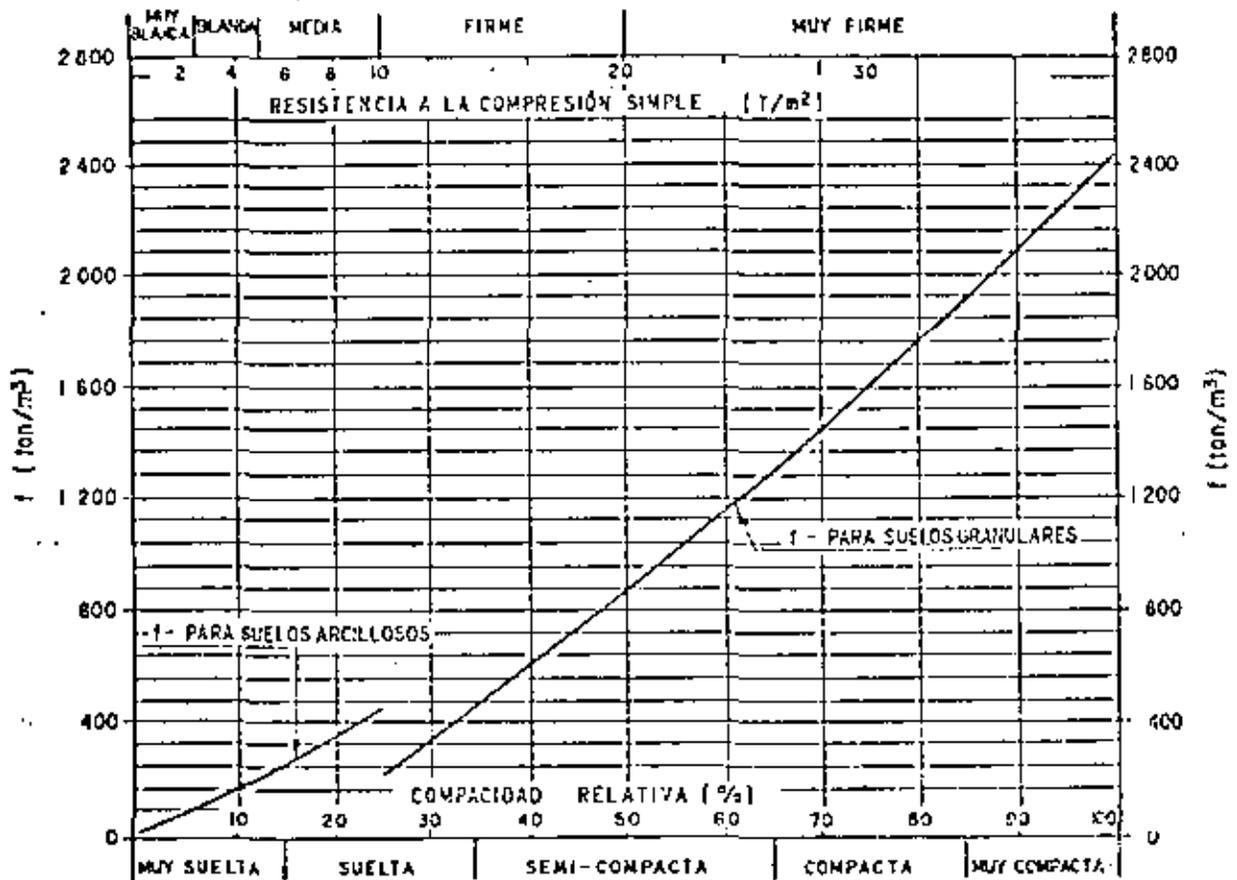


Figura VIII-36. Coeficiente de variación del módulo de elasticidad con la profundidad, para análisis de pilotes cargados lateralmente.

deflexión (F_b), un coeficiente de momento (F_M) y un coeficiente de fuerza cortante (F_c). Estos coeficientes deberán obtenerse para varias profundidades o, lo que es lo mismo, para varios factores de profundidad.

$$Z = \frac{z}{T} \quad (8-44)$$

Los elementos mecánicos respectivos (deflexión, momento flexionante y fuerza cortante) pueden obtenerse ahora para las distintas profundidades seleccionadas con las fórmulas que se incluyen a continuación.

Por efecto del momento
 $M = PH$

$$\delta_M = F_b \frac{MT^2}{EI}$$

$$M_M = F_M M$$

$$V_M = F_c \frac{M}{T}$$

Por efecto de la fuerza cortante P

$$\delta_P = F_b \frac{PT^2}{EI}$$

$$M_P = F_M PT \quad (8-45)$$

$$V_P = F_c P$$

Los diagramas totales de deflexión, momento y cortante podrán obtenerse por superposición algebrai-

ca de los efectos de M y P a cada una de las profundidades señaladas.

Para la condición de carga que se muestra en la parte *b* de la Fig. VIII-35, deberá procederse igual que en el caso anterior hasta la determinación de los coeficientes de deflexión (F_b) y de momento (F_M) que ahora deberán obtenerse de la Fig. VIII-38.

Las fórmulas que permiten calcular la deflexión y el momento a las profundidades consideradas son:

$$\delta_p = F_b \frac{PT^2}{EI} \quad (8-16)$$

$$M_p = F_M PT$$

El cortante máximo ocurre en la parte superior del pilote y obedece a una fuerza cortante igual a

$$P = \frac{P_r}{n}$$

Para la condición de carga *c* de la Fig. VIII-35 debe suponerse una articulación en el punto *M* (parte *c* de la misma figura) con un momento equilibrante M aplicada en dicho punto. El momento M deberá calcularse igualando los giros subidos por el pilote y por la columna respectiva de la superestructura, que tienen las siguientes fórmulas:

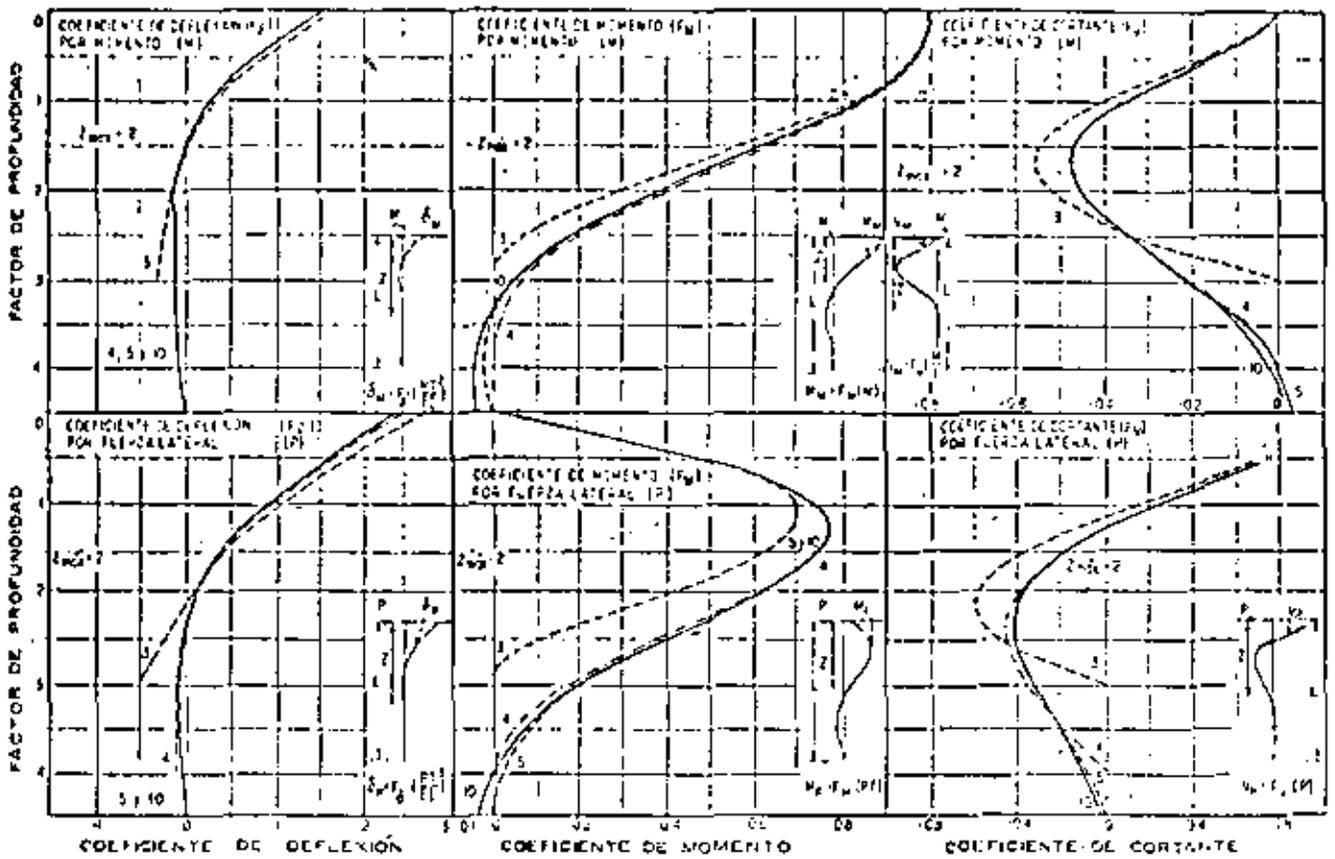


Figura VIII-37. Factores de influencia para elementos mecánicos de pilotes sujetos a carga lateral. Condición de carga 4 de la Fig. VIII-35.

$$\theta_1 = F_{\theta_p} \frac{PT^2}{EI} + F_{\theta_M} \frac{MT}{EI} \quad (\text{pilote})$$

$$\theta_2 = \frac{H}{3.5 EI} M \quad (\text{columna}) \quad (8-47)$$

el coeficiente de deflexión resulta nulo (Figs. VIII-37 u VIII-38, según la condición de carga).
c) A esta profundidad z , deberá cumplirse:

$$f_z = 2E \quad (8-48)$$

En las expresiones anteriores P es la carga lateral aplicada a cada pilote. Deberán resolverse considerando a M como incógnita e igualándolas, lo que permite el cálculo de M . Los factores F_{θ_M} y F_{θ_p} han de obtenerse de las gráficas de la Fig. VIII-39.

Ya se dijo que para el caso de arcillas preconsolidadas ha de convertirse el módulo de elasticidad constante del suelo en un valor equivalente que crezca linealmente con la profundidad.

El procedimiento para ello se describe a continuación:

- Dado el valor constante E_s para el suelo de que se trate (arcilla firme a dura), deberá suponerse un valor de f_z , coeficiente de variación del módulo de elasticidad con la profundidad (cc. 8-12).
- Deberán seguirse los pasos descritos con anterioridad, para calcular la profundidad z en la cual la deflexión del pilote sea cero, en que

Si no fuera así, deberá reiniciarse el procedimiento desde a) suponiendo otro valor de f_z .

VIII-7 ASESTAMIENTOS EN CIMENTACIONES

Como ya se ha indicado, el proyecto de una cimentación no puede quedar completo con el establecimiento de una capacidad de carga obtenida con base en cualquiera de las teorías hasta aquí mencionadas, ya que, independientemente de la importancia que tiene el problema de la resistencia del terreno, con este aspecto únicamente no se concuepla otro punto fundamental para definir el comportamiento de las cimentaciones: éste es el de las deformaciones que el terreno pueda sufrir bajo la acción de las cargas comunicadas, independientemente de que éstas no alcancen a producir una situación de colapso brusco. De hecho, es seguramente mayor el número de fracasos en cimentaciones por problemas de deformación lenta y sostenida o de deformación

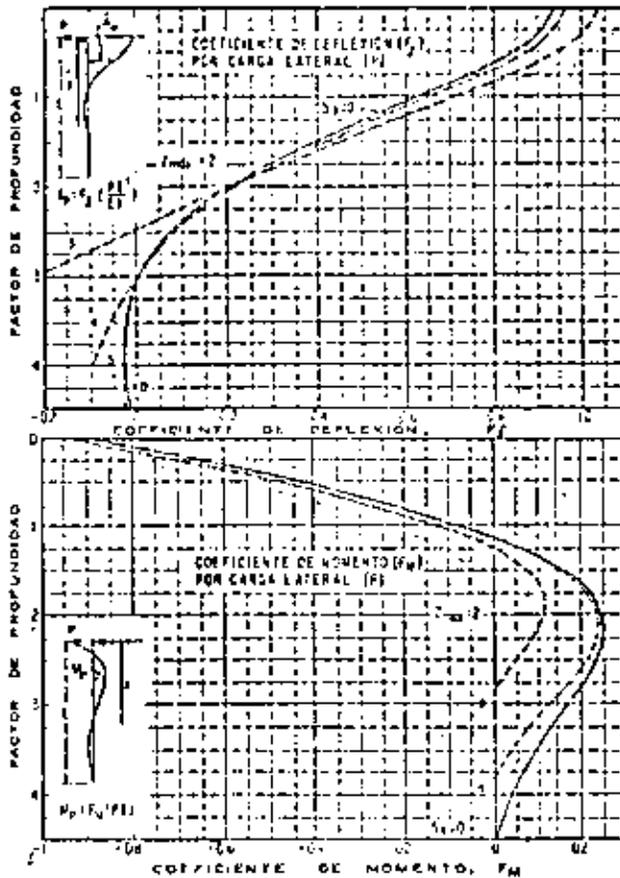


Figura VIII-38. Factores de influencia para elementos mecánicos de pilotes sujetos a carga lateral. Condición de carga d de la Fig. VIII-35.

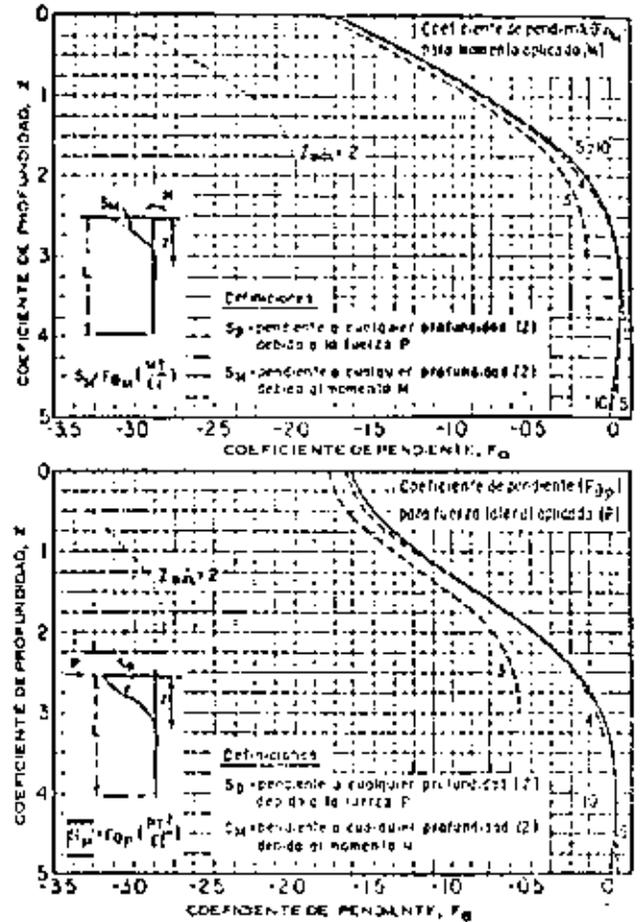


Figura VIII-39. Factores de influencia para elementos mecánicos de pilotes sujetos a carga lateral. Condición de carga e de la Fig. VIII-35.

rápida de pequeña magnitud, que por problemas de capacidad de carga, que involucren una falla violenta.

Las teorías básicas de que se dispone para el cálculo de asentamientos, que es el nombre genérico impuesto por la costumbre para las deformaciones y cedencias que sufre el terreno de cimentación, ya fueron discutidas en el Capítulo I del volumen I de esta obra, cuando se analizaban las características de compresibilidad de los suelos. En el Capítulo III del mismo volumen se discutió someramente el problema de la valoración de los esfuerzos transmitidos a la masa de suelo por las cargas superimpuestas; aunque allí se incluyeron gráficos y ábacos que se refieren sobre todo al análisis de esfuerzos producidos por terraplenes, las ideas básicas son las mismas para otro tipo de estructuras que hayan de colocarse sobre el suelo. En todo caso, en las Refs. 68 y 69 podrán encontrarse gráficos y ábacos análogos para otros tipos de cargas que pueden representar razonablemente bien las que suelen manejarse en los puentes y otras estructuras para obras viales.

Sin embargo, se juzga conveniente discutir aquí, aunque sea brevemente algunos de los criterios específicos que suelen manejarse en la actualidad en cuestiones de asentamientos de cimentaciones. Al respecto,

se tratarán en primer lugar las cimentaciones superficiales y después las profundas, distinguiendo en ambos casos las normas de criterio que se consideran aplicables a suelos cohesivos y a suelos friccionantes.

A. Cimentaciones superficiales

1) Suelos cohesivos

El asentamiento total se considera compuesto por tres diferentes mecanismos de deformación; éstos son el asentamiento por consolidación primaria, el que se produce por consolidación secundaria y, si no hay restricción a la deformación lateral, el que tiene lugar en forma inmediata a volumen constante.

El asentamiento debido a la consolidación primaria se calcula con base en la teoría de Terzaghi, brevemente expuesta en el Capítulo I del vol. I de esta obra y haciendo uso de la prueba de consolidación unidimensional con flujo vertical, ya conocida.

Los asentamientos debidos a consolidación secundaria se consideran actualmente mucho más difíciles de valorar. Para ello suele admitirse universalmente que existe una relación lineal entre el monto de tal

deformación y el tiempo, expresado éste en escala logarítmica. Se define un grado de consolidación secundaria, obtenido como el incremento de deformación vertical correspondiente a un ciclo en la escala logarítmica de tiempos. Con base en tal coeficiente es ya posible, en principio, estimar el asentamiento total secundario correspondiente a cualquier tiempo. Las dificultades emanan de lo poco común que suele ser en el caso de las vías terrestres realizar pruebas de consolidación que comprendan una investigación sobre consolidación secundaria. La Ref. 70 puede ser de interés para el lector que desee mayor información sobre el parámetro grado de consolidación secundaria y los factores que influyen en él.

En todas las cuestiones concernidas con cimentaciones de estructuras para obras viales suelen despreciarse los asentamientos instantáneos a volumen constante, pero la misma Ref. 70 puede proporcionar un método razonable de valorarlos.

Las Refs. 71 y 72 presentan otros métodos para estimar la magnitud de los asentamientos de cimentaciones superficiales en suelos cohesivos, basados en el uso de las trayectorias de los esfuerzos. El método consiste en hacer actuar sobre especímenes representativos del suelo los cambios de esfuerzo que tendrán lugar en la cimentación prototipo; la deformación vertical medida durante estas pruebas se supone que representa de algún modo a la que tendrá lugar en la cimentación real.

Skempton y Bjerrum (Ref. 73) han presentado datos de observaciones en obras reales que sugieren que con la teoría de Terzaghi es posible calcular el asentamiento total primario con gran precisión (error del orden de 10 ó 15 %) en las arcillas normalmente consolidadas, pero la precisión disminuye mucho (error del orden de hasta 60 %) cuando se trabaja con arcillas sobreconsolidadas, resultando los asentamientos observados menores que los predichos.

La Ref. 5 establece un panorama completo de las ideas actuales sobre predicción de asentamientos en cimentaciones superficiales, del que puede concluirse también que el cálculo usual del asentamiento unidimensional, basado en la teoría de Terzaghi por ejemplo, puede conducir a excelentes resultados en arcillas normalmente consolidadas, pero a fuertes sobreestimaciones del asentamiento en el caso de arcillas sobreconsolidadas.

Ya se ha insistido en diversas partes de esta obra en lo difícil que resulta predecir la evolución de los asentamientos con el tiempo y en las principales razones a que ello se atribuye. En principio, la evolución del asentamiento total primario con el tiempo puede calcularse con base en la propia teoría de Terzaghi haciendo uso de métodos que fueron presentados en el Capítulo I del volumen I de esta obra.

2) Suelos friccionantes

En conexión con los suelos friccionantes no existe

ninguna teoría de general aceptación para el cálculo de asentamientos. La mayoría de los esfuerzos desarrollados en el campo teórico se fundamentan en alguna aplicación de la teoría de la elasticidad; el libro reciente (1969) (Ref. 74) de T. W. Lambe y R. V. Whitman recoge la metodología más interesante en esta dirección. Independientemente de que los autores del presente libro son escépticos en lo que respecta a una aplicación tan directa de la teoría de la elasticidad a las cimentaciones y los suelos reales, estos métodos pueden considerarse prácticamente excluidos de la tecnología de las vías terrestres por las dificultades prácticas de valorar las características esfuerzo-deformación de los suelos granulares *in situ* o en el laboratorio, ligadas tanto a problemas de muestreo como al hecho de que las pruebas necesarias están fuera del alcance en casi todos los casos de la práctica.

Existen también algunos intentos para establecer los asentamientos empíricamente, sobre todo con base en los resultados de la prueba de penetración estándar, de pruebas de penetración de conos o de pruebas de placa. Algunos de estos métodos serán mencionados en páginas subsiguientes de este libro, cuando se discutan brevemente los problemas prácticos concernidos con la construcción de cimentaciones. La Ref. 5 menciona los trabajos más importantes publicados hasta el momento para fundamentar métodos de este tipo.

La práctica francesa ha desarrollado otro método para predecir los asentamientos de zapatas en arenas, fundado en el uso del presiómetro (Refs. 71 y 72).

B. Cimentaciones profundas

1) Suelos cohesivos

Si se piensa en pilotes de punta, es común que el problema de asentamiento sea de escasa significación, pues el estrato de apoyo de los pilotes, aun siendo de naturaleza cohesiva deberá tener una rigidez y resistencia tales que excluya los problemas de asentamiento en el mismo. Lo que puede ser más frecuente es que bajo el estrato resistente de apoyo exista un estrato compresible blando, susceptible de producir asentamientos por los esfuerzos que se le transmitan desde el nivel de la punta de los pilotes. No hay un método que pueda considerarse satisfactorio para calcular los asentamientos en este caso; el que generalmente se aplica (Ref. 1), consiste en considerar toda la carga de la estructura actuando al nivel de la punta de los pilotes, como carga uniformemente repartida en toda el área cargada (Fig. VIII-10).

La dificultad está en valorar los esfuerzos que lleguen al manto compresible desde el estrato de apoyo. El procedimiento más conservador será suponer una distribución de esfuerzo con la teoría de

Boussinesq (Ref. 69), de la que se ha hecho mención en el Capítulo III del volumen I de esta obra. Un croquis de la distribución que se obtendría se incluye en la Fig. VIII-10. Sin embargo, lo anterior equivale a ignorar el efecto de losa que produce el estrato resistente. Si se conocen bien las propiedades mecánicas de todos los estratos involucrados, quizá podría obtenerse una distribución de esfuerzos más aproximada utilizando la teoría de Binnie (Ref. 69).

En lo que se refiere a pilotes por fricción o a pilotes de trabajo mixto, cuya punta apoyada en arcilla pueda tener cedencias importantes, la situación es bastante más crítica en lo referente a asentamientos. Como quiera que se ha visto (Ref. 40) que basta una cedencia de 2 mm o algo mayor en la punta de un pilote para que se desarrolle por completo la fricción lateral en su fuste, puede concluirse que virtualmente todo pilote afectado por un problema de asentamiento debe ser un pilote de fricción o, cuando menos, un pilote de trabajo mixto.

Al hablar de asentamientos de cimentaciones piloteadas en arcillas no tiene sentido pensar en el asentamiento de un pilote individual e imaginar que éste representará al asentamiento del grupo. La Fig. VIII-11 expresa claramente esta consideración. En ella se ve de inmediato la diferencia de las zonas de influencia de los esfuerzos en ambos casos que haría totalmente inadecuado un cálculo basado en un solo pilote.

El cálculo de los asentamientos de grupos de pi-

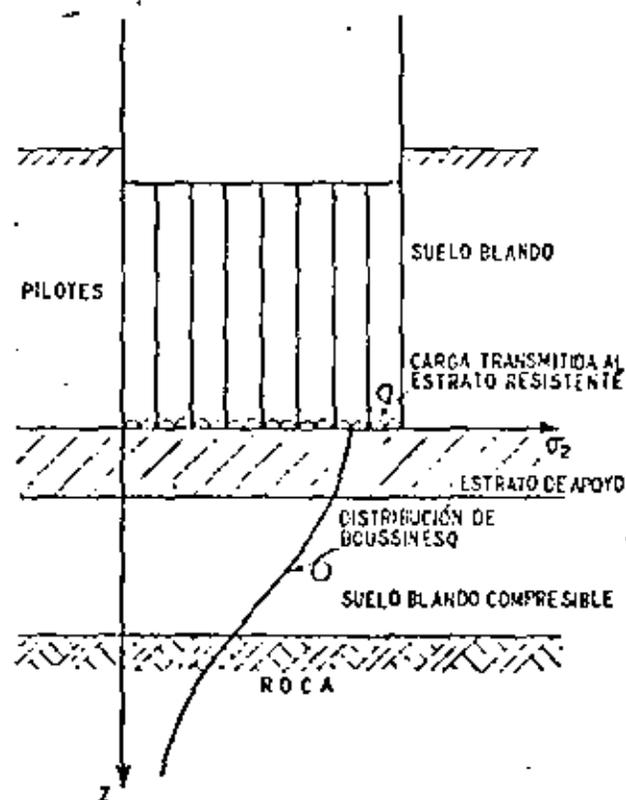


Figura VIII-10. Método para calcular asentamientos bajo pilotes de punta.

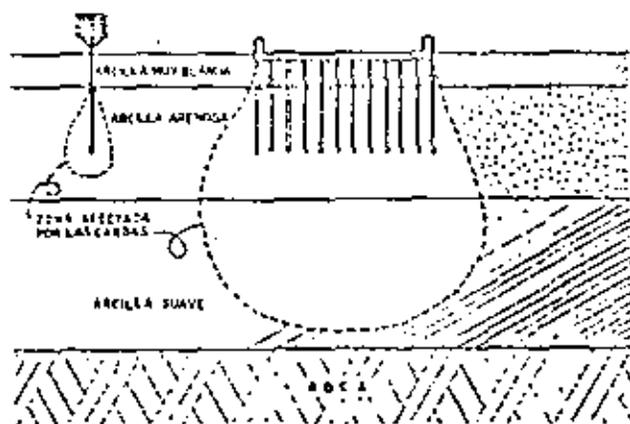


Figura VIII-11. Diferencia entre la influencia de un pilote y de un grupo de pilotes en lo referente a asentamientos.

lotes de fricción en arcilla requiere como primer paso una estimación de la distribución de los esfuerzos transmitidos al suelo por los pilotes. A esta estimación podrá seguir ya un cálculo convencional basado en la teoría de consolidación de Terzaghi. No existe una solución general rigurosa que proporcione la distribución de esfuerzos a que se ha hecho referencia. La práctica seguida universalmente es suponer toda la carga de la cimentación actuando sobre una losa flexible imaginaria, situada a algún nivel elegido dentro de la altura de los pilotes y calcular, por medio de la teoría de Boussinesq la distribución de esfuerzos que tal losa produciría desde el nivel en que se la suponga hacia abajo. El éxito de esta suposición en un caso dado dependerá de lo bien que se seleccione el nivel en que se sitúe la losa imaginaria y de cómo el proyectista haga intervenir arbitrariamente, según su juicio, a los factores que definen la interrelación suelo-estructura que valgan para el caso.

La técnica de cálculo más común es la que aparece dibujada en la parte a de la Fig. VIII-12 (Ref. 40).

Originalmente presentada por Terzaghi y Peck (Ref. 28), esta solución consiste en suponer a la losa imaginaria a la profundidad $\frac{2}{3}D$, en que D es la longitud total de los pilotes dentro del suelo. Sowers y Sowers (Ref. 76) han recomendado que aún con la losa imaginaria y flexible en tal posición, los espesores compresibles a considerar para el cálculo del asentamiento se midan a partir de la punta de los pilotes.

Las partes b y c de la Fig. VIII-12 muestran otras hipótesis utilizadas para la situación de la losa imaginaria. En la parte b se coloca en la punta de los pilotes y se considera que esta ubicación es adecuada cuando estaban los pilotes embebidos en arcilla suave y se apoyan en un estrato de arcilla más firme. En la parte c de la figura, la losa imaginaria se coloca al nivel del terreno natural, lo que se considera representa mejor los asentamientos que se tienen cuando los pilotes están embebidos en un manto de arena

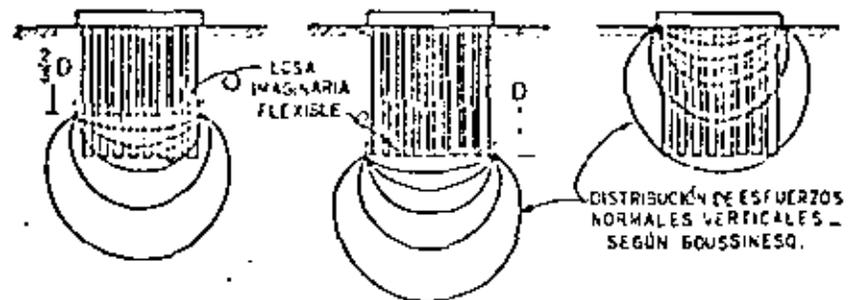


Figura VIII-12. Hipótesis para calcular la distribución de esfuerzos bajo grupos de pilotes de fricción (Ref. 40).

(a) PILOTES DE FRICCIÓN EN ARCILLA HOMÓGENEA SUAVE.

(b) PILOTES DE FRICCIÓN EN ARCILLA SUAVE - SUBYACIDA POR ARCILLA MUY DURA.

(c) PILOTES DE FRICCIÓN EN ARENA SUBYACIDA POR ARCILLA SUAVE.

bajo el cual hay un estrato de arcilla suave; esta es una situación rara en una cimentación piloteada.

En cualquier caso, ha de decirse que el problema del cálculo de asentamiento de grupos de pilotes en arcillas dista de estar resuelto; todas las comparaciones entre asentamientos predichos y observados que se reportan en la literatura son retrospectivas y, en el mejor de los casos, no puede decirse que los métodos utilizados por el cálculo sean extrapolables a casos diferentes.

2) Suelos friccionantes

Los pilotes de punta apoyados en arenas que puedan considerarse únicamente como tales, deberán de tener un apoyo suficientemente rígido como para que no se produzca ninguna coherencia que haga trabajar a la fricción lateral; en tales condiciones difícilmente podrá hablarse de asentamientos. De esta manera, éstos sólo podrán estudiarse en pilotes de fricción o, por lo menos, en pilotes de trabajo mixto.

También ahora ha de decirse que el estudio no podrá hacerse sobre un pilote individual, siendo necesario recurrir en cada caso a un estudio con base en todo el grupo. Los asentamientos del grupo tenderán a ser mayores que los de un pilote individual, al crecer las áreas cargadas. No existe ningún método teórico satisfactorio para calcular asentamientos de grupos de pilotes en arenas. Si los pilotes son de punta, apoyados en un estrato arenoso resistente bajo el cual haya un manto de arcilla suave, podrá considerarse que se está en un caso previamente analizado y el problema podrá resolverse aproximadamente suponiendo la losa imaginaria ya utilizada al nivel de la punta de los pilotes, pero para otras stratigrafías comunes no será tan fácil encontrar criterios razonables para actuar y, de hecho, la mayor parte de los sistemas para predecir asentamientos de grupos de pilotes en arenas se basan en la extrapolación de resultados de pruebas de carga, hechas generalmente en pilotes individuales.

La Fig. VIII-13 presenta una relación empírica

propuesta por Skempton (Ref. 40) con base en investigación de campo de ocho casos reales. En el eje de ordenadas de la gráfica aparecen una "relación de asentamiento" obtenida dividiendo el asentamiento esperado para el grupo entre el asentamiento medido para un pilote individual en una prueba de carga hecha en el sitio o por medio de una prueba de placa representativa. En el eje de las abscisas figura el ancho total de la cimentación piloteada.

En la figura aparece también con líneas comparativas una curva análoga propuesta por Terzaghi y Peck para zapatas aisladas en arenas; es de notar la relación de asentamiento mucho mayor que se ha medido en grupos de pilotes. Curvas análogas han sido desarrolladas por Vesic (Ref. 26).

Afortunadamente, dado el estado del conocimiento en estos temas, el cálculo de asentamiento de grupos de pilotes en arena no suele ser muy necesario, sobre todo en el campo de las vías terrestres, dado lo pequeño de los montos usuales y el hecho de que suelen producirse en forma brusca e instantánea durante la construcción. Se exceptúa la posibilidad de una falla por licuación, pero esta forma particular de asentamiento queda más bien dentro de la categoría de falla catastrófica.

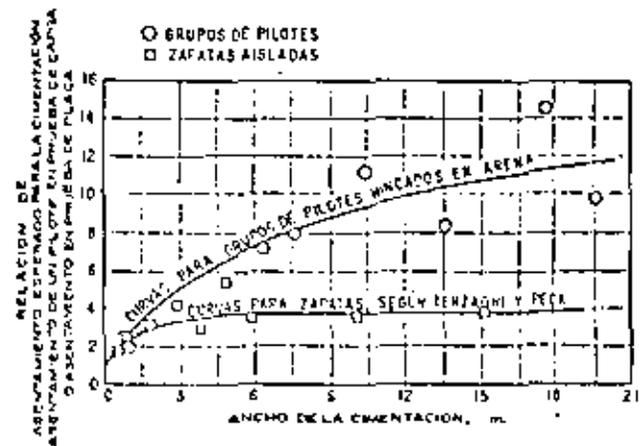


Figura VIII-13. Curva empírica para calcular asentamientos de grupos de pilotes en arenas (Ref. 40).

VIII-8 PARAMETROS DE RESISTENCIA UTILIZADOS EN EL CALCULO DE CIMENTACIONES EN ARCILLAS

Con respecto al uso de los diversos parámetros de resistencia al esfuerzo cortante que pueden obtenerse en el laboratorio, en el análisis de cimentaciones, caben todos los comentarios hechos en las partes alusivas del Capítulo I del volumen I de esta obra. Los parámetros de resistencia obtenidos en pruebas con consolidación y con drenaje (lentas) representan la condición que se desarrolla en el suelo después de todos los cambios de esfuerzos que la cimentación imponga y a largo plazo. Los parámetros de resistencia que se obtienen en pruebas sin consolidación y sin drenaje (rápidas) representan la condición del suelo natural, antes de que la cimentación produzca ningún cambio ni en el estado de esfuerzos, ni en las condiciones del suelo. Como en la mayoría de los casos los procesos constructivos son más rápidos que los de consolidación y como quiera que esta última hace crecer la resistencia al esfuerzo cortante, los parámetros obtenidos de una prueba rápida son los que se emplean en la inmensa mayoría de los proyectos relativos a cimentaciones en arcillas más o menos blandas. Aun cuando la construcción fuera tan lenta que durante ella se alcanzara algún aumento de significación en la resistencia, por consolidación, el uso de los parámetros de resistencia provenientes de una prueba sin consolidación y sin drenaje sería conservador y a este criterio se atienen la mayoría de los cálculos.

Los parámetros de resistencia que resultan de una prueba con consolidación y sin drenaje (rápida-consolidada) representan la condición de una arcilla que primero se haya consolidado totalmente por el peso de una estructura y que, posteriormente, sea sometida a un aumento rápido del esfuerzo por una construcción adicional o por una carga accidental anormal. Estos parámetros se usan frecuentemente en el análisis de cimentaciones de terraplenes en los que la construcción dure más que el periodo que se requiere para que el suelo se consolide apreciablemente.

En el caso de los puentes y otras estructuras para obras vias que hayan de cimentarse en arcillas saturadas, lo normal es, según quedó expresado, realizar un análisis con base en esfuerzos totales ($c_u \neq 0$, $\phi_u = 0$), con parámetros de resistencia obtenidos en pruebas no consolidadas y no drenadas. Frecuentemente se hace uso de la prueba de compresión simple, utilizando la correlación poco discutida, según la cual c_u es la mitad de la resistencia obtenida en dicha prueba. También es cada día mayor la utilización de pruebas *in situ*, del tipo de la veta.

La Ref. 4 incluye un análisis completo y fundamentado de estos importantes temas, de cuyo correcto manejo depende tan fundamentalmente el éxito de cualquier estudio de cimentaciones.

VIII-9 PRUEBAS DE CARGA

Generalmente se considera que uno de los mejores métodos para estimar la capacidad de carga de un elemento de cimentación consiste en realizar una prueba de carga directamente sobre el lugar en que la cimentación haya de construirse, empleando un modelo del elemento en cuestión que sea representativo en grado suficientemente satisfactorio. Dicho modelo es usualmente una placa de dimensiones reducidas (con ancho comprendido entre 30 y 50 cm normalmente) para el caso de pruebas relativas a cimentaciones superficiales o un pilote, generalmente igual a los que se emplearán finalmente, en el caso de cimentaciones profundas. Ya se ha comentado en páginas anteriores que el costo y el tiempo requerido para realizarlas son los principales inconvenientes que suelen verse a las pruebas de carga, en especial a las de pilotes, en donde se atribuye tanta importancia a aquellos dos factores; como ya se dijo, las pruebas con grupo de pilotes son muy raras en la literatura.

Es evidente que la importancia de las pruebas de carga es bien diferente en cimentaciones superficiales que en pilotes. Las incertidumbres relativas al comportamiento de estos últimos son mucho mayores, por lo menos dentro de un orden práctico y también lo son casi siempre los costos de las cimentaciones construidas con este sistema; ambos aspectos incitan hacia alguna investigación adicional. En cimentaciones superficiales, las pruebas de placa son útiles sobre todo en suelos como las arcillas Esuras, por ejemplo, en las que resulta prácticamente imposible el labrado de los especímenes, sin los que no es factible realizar la correspondiente investigación de laboratorio.

En obras de importancia no es buen criterio evitar las pruebas de carga en nombre del tiempo o del costo y, por lo menos, deben hacerse en lugares representativos de condiciones diferentes, como es común encontrar en áreas de cimentación extensas. El lugar apropiado para efectuar una prueba de carga no siempre es aquél en que el terreno presenta las condiciones más críticas, pues debe contarse también con la magnitud de las cargas transmitidas a cada elemento (un pilote, por ejemplo), con el número y características de los elementos que se colocarán en cada zona y con las consecuencias derivadas de una falla en un lugar determinado.

En cimentaciones superficiales, las pruebas de placa pueden usarse para dilucidar problemas relativos a capacidad de carga o asentamiento. En el primer caso el resultado de la prueba, que es la capacidad de carga medida en el momento de la falla de la placa, se introduce en una fórmula del tipo de la ecuación (8-14) para, operándola a la inversa, obtener un valor de c con el que pueden calcularse los elementos de la cimentación prototipo. Esta secuencia es útil en casos en que el valor de c no sea mesura-

ble en pruebas de laboratorio, tal como sucede en el caso de las arcillas fisuradas ya mencionado, en que existe una imposibilidad física para el labrado de especímenes para pruebas triaxiales o de compresión simple.

En el caso en que se haga una prueba de carga de placa para análisis de asentamientos, se determinan los que sufre la placa y, a partir de ellos, se establecen los de la cimentación prototipo con base en alguna fórmula de correlación, tal como:

$$\Delta h = 4 \Delta h_p \left(\frac{B}{B + 30} \right)^2 \quad (8-19)$$

donde:

- Δh , es el asentamiento de una zapata prototipo.
- Δh_p , es el asentamiento sufrido durante la prueba por una placa cuadrada de 30 cm de lado.
- B , es el ancho de la zapata prototipo.

La expresión 8-19 sólo es aplicable a zapatas aisladas cuyo asentamiento no vaya a estar influido por ninguna zapata vecina. La interpretación de una prueba de placa en lo que se refiere sobre todo a asentamientos, pero también a capacidad de carga, debe de tomar en cuenta cuidadosamente ideas del tipo de las expresadas en la Fig. VIII-11, que aunque ejemplifica una cimentación piloteada, expresa principios de criterio que fácilmente pueden aplicarse a las conclusiones que sobre el comportamiento de un cimiento real pueden obtenerse de una prueba realizada con una pequeña placa.

Para la ejecución de una prueba de placa, ésta deberá colocarse centrada en el fondo de una excavación cuyo ancho sea del orden de 4 ó 5 veces el diámetro o lado de la placa y cuya profundidad corresponda al nivel al que se desea estimar la capacidad de carga; en pruebas completas será preciso realizar

la prueba a diversos niveles. La razón de la especificación del ancho de la excavación es lograr eliminar el término que se refiere a la sobrecarga (γD) de la fórmula a usar. El lado o diámetro de la placa depende del espaciamiento de las tismas en el suelo, del tamaño del cimiento y del grado de uniformidad de la arcilla en lo referente a resistencia. La experiencia ha impuesto placas con anchos comprendidos entre 30 y 50 cm.

La placa deberá tener un apoyo completo en el suelo, por lo que deberá colocarse sobre una delgada capa de arena fina y uniforme, con el espesor suficiente para rellenar las irregularidades del fondo de la excavación. La Fig. VIII-11 muestra tres diferentes tipos de dispositivo de carga, que van desde la plataforma simplemente lastrada, hasta un dispositivo anclado, que transmite la carga por medio de gatos hidráulicos.

El uso de gatos hidráulicos permite controlar la velocidad de la prueba y el proceso de carga de un modo muy efectivo, pero requiere la presencia constante de un operador.

La prueba consiste en aplicar incrementos de carga a la placa y en medir las deformaciones que la misma vaya sufriendo.

Estas medidas pueden hacerse con un nivel fijo o, mejor, con un micrómetro montado sobre una estructura independiente apoyada fuera de la zona afectada por la prueba. Deberán aplicarse incrementos de carga del orden de un décimo de la carga de falla estimada o del orden de un quinto de la carga de trabajo en que se piensa. Cada incremento se mantiene constante hasta que la velocidad de asentamiento de la placa sea menor que $0,005 \frac{cm}{h}$, debien-

dose hacer lecturas de la deformación a intervalos crecientes, tales como 1, 2, 5, 10, 30 min., 1 h, 2h. La prueba deberá continuar hasta que se produzca la

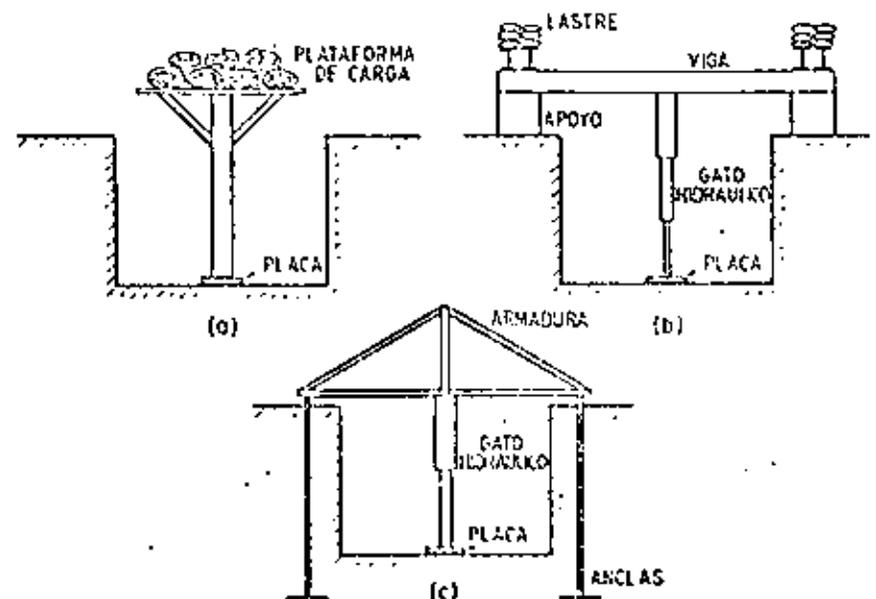


Figura VIII-11. Esquemas de dispositivos para pruebas de carga de placa.
a) Con plataforma.
b) Con viga lastrada.
c) Con estructura anclada.

falla completa de la placa o hasta que se le aplique una carga doble de la carga de trabajo. Los resultados de las pruebas pueden presentarse en dos tipos de gráficas, que aparecen ejemplificadas en la Fig. VIII-45.

Al final de la acción de cada incremento de carga se dibujará la curva asentamiento-tiempo, en la que podrá medirse la velocidad de asentamiento.

Al final de la prueba se dibujará una gráfica que relacione los asentamientos finales de cada incremento de carga con el valor de éstos; en esta gráfica, por lo general puede distinguirse la carga de falla, señalada por un quiebre brusco entre dos ramas prácticamente rectas.

Los resultados de una prueba de placa no representan las condiciones del cimiento a largo plazo; la prueba es demasiado corta para ello. Además, las conclusiones de la prueba han de relacionarse cuidadosamente con la información proveniente de una exploración completa, so pena de caer en graves problemas de interpretación.

Huelga decir que los resultados a obtener de una prueba de placa cuidadosa pueden ser más confiables en lo referente a capacidad de carga que a asentamiento, en cuyos problemas se multiplican mucho las dificultades de interpretación. Como método de cálculo su valor es menos seguro que un análisis basado en exploración, muestreo y pruebas de resistencia al corte, por lo que su uso debe restringirse a casos como el de las arcillas lisuradas ya ejemplificado y circunscribirse a ubicaciones en que la exploración previa haya dado una información completa de la estratigrafía.

Las pruebas de carga de pilotes tienen, como ya se dijo, todas las ventajas que emanan de la investigación directa a escala natural y los inconvenientes que pueden achacarse a las necesarias inversiones en tiempo y dinero. Una limitación de importancia en estas pruebas es la diferencia que existe entre el comportamiento de un pilote y un grupo de pilotes, el cual ya se discutió tanto en lo relativo a capacidad de carga como a asentamiento (Fig. VIII-41). Con una prueba de carga en un pilote puede obtenerse información en los siguientes aspectos:

Las pruebas de carga de pilotes tienen, como ya se dijo, todas las ventajas que emanan de la investigación directa a escala natural y los inconvenientes que pueden achacarse a las necesarias inversiones en tiempo y dinero. Una limitación de importancia en estas pruebas es la diferencia que existe entre el comportamiento de un pilote y un grupo de pilotes, el cual ya se discutió tanto en lo relativo a capacidad de carga como a asentamiento (Fig. VIII-41). Con una prueba de carga en un pilote puede obtenerse información en los siguientes aspectos:

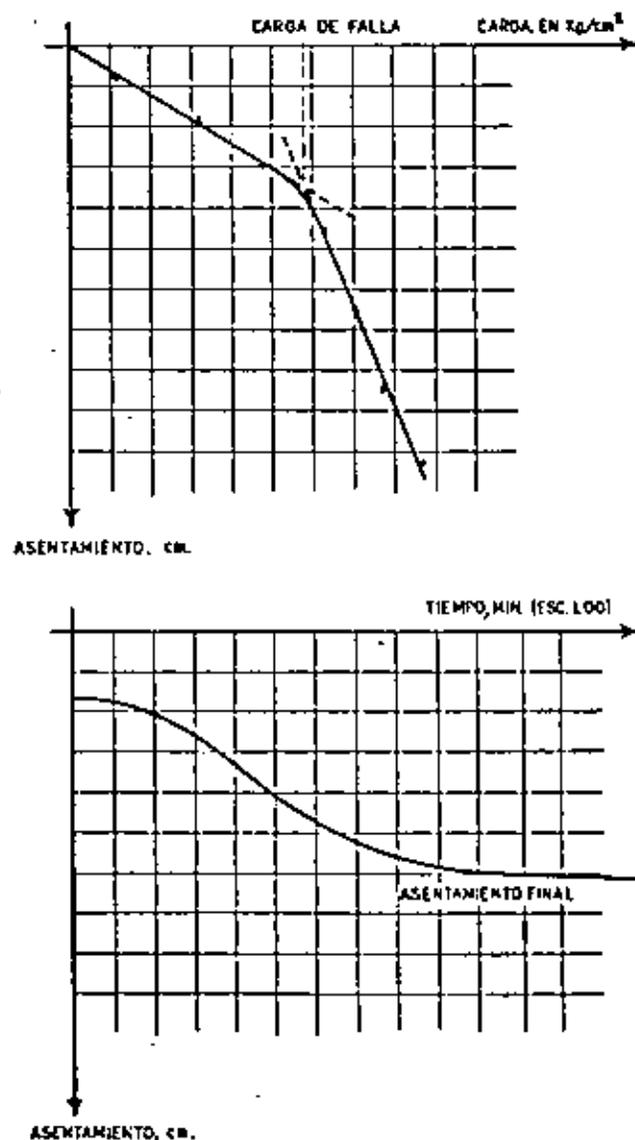
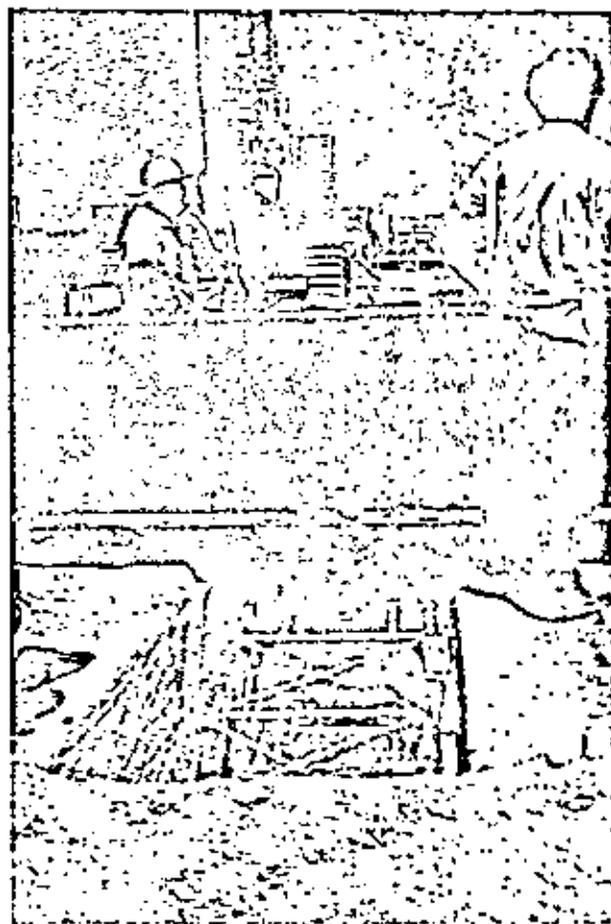


Figura VIII-45. Curvas asentamiento-tiempo y carga-asentamiento en una prueba de carga con placa.



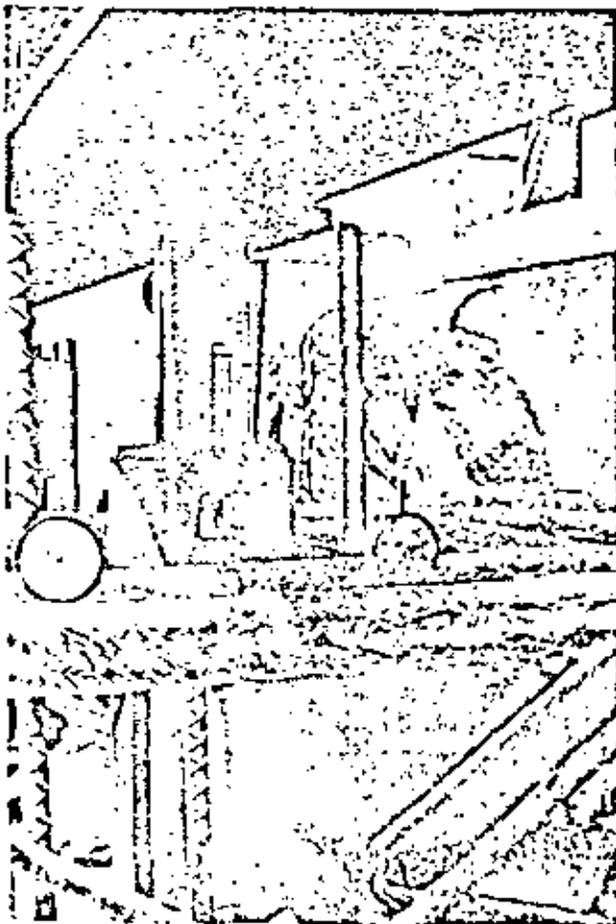
Dispositivo para prueba de carga de un pilote.

- a) La capacidad de carga última por punta de un pilote

Una prueba de carga bien ejecutada da valores satisfactorios de la capacidad de carga por punta en pilotes que se apoyen en arenas compactas o en arcillas duras. Para deslindar el valor de la capacidad por punta es necesario eliminar o conocer la capacidad del pilote por fricción lateral; en la práctica suele escogerse el primer camino, colocando el pilote dentro de un tubo hueco del que sobresalga únicamente su punta.

- b) La capacidad de carga de un pilote por fricción lateral

El resultado de una prueba de carga da la capacidad de carga por fricción cuando sea despreciable la capacidad por punta. En pilotes de trabajo mixto, por punta y por fricción, puede disponerse un mecanismo a base de gatos en la punta de los mismos que permitan valuar la resistencia por punta independientemente de la capacidad de carga total (Ref. 77).



Viga de apoyo, gatos y manómetros en una prueba de carga de un pilote.

- c) El asentamiento total del pilote bajo la carga

Esta información es bastante confiable cuando la punta del pilote se apoye en suelos no compresibles. En pilotes desplazados en suelos cohesivos susceptibles de asentamientos de importancia o en pilotes de fricción embebidos en arcillas blandas, en cambio, los asentamientos obtenidos en la prueba no representan los que se tendrán en el pilote cargado a largo plazo. La razón es que, en estos casos, los fenómenos de compresibilidad están muy ligados al tiempo y los periodos de prueba de ningún modo representan, por lo cortos, los tiempos de vida de los pilotes prototipo. Tampoco debe olvidarse que en lo referente a asentamientos son máximas las diferencias que pueden tenerse entre el comportamiento de un pilote y de un grupo de ellos. Al respecto, también es de interés un trabajo de Murayama y Shibata (Ref. 81) que parece probar que los asentamientos de un pilote de fricción en arcilla son proporcionales al logaritmo del tiempo, si la carga aplicada es constante.

El dispositivo para dar la carga al pilote, una vez que éste está en la posición de prueba, puede seguir alguna de las siguientes variantes:

- 1) Aplicación directa de la carga, colocando un lastre sobre una plataforma que descansa directamente en la cabeza del pilote.
- 2) Aplicación de la presión de un gato hidráulico, cuya reacción la absorbe una plataforma lastrada, el peso de una estructura existente, una viga de acero anclada al terreno generalmente por medio de otros pilotes, etc.
- 3) Aplicación de una carga por mecanismo de palanca, usando una viga piloteada en un extremo a la que se carga en el otro extremo.

En la Fig. VIII-46 se muestran esquemas de algunos dispositivos típicos.

El lastre suele estar constituido por rieles, ligotes, bloques de concreto, depósitos de agua o, simplemente, peso de tierra.

De los métodos empleados para la carga, ha de señalarse la dificultad de operación que plantea el primero de los citados, especialmente si han de seguirse, como es norma general, procesos de descarga, muy engorrosos con el sistema de lastrado y muy expeditos, por el contrario, si se usan gatos.

La secuela de realización de una prueba de carga en pilotes consiste esencialmente en cargar al pilote en incrementos hasta llegar al valor máximo previsto en la prueba, generalmente del orden del doble de lo que se estima que sea la carga de proyecto y en medio por algún procedimiento los asentamientos correspondientes en la cabeza del mismo pilote.

Cada incremento de carga deberá dejarse el tiempo necesario como para que el asentamiento prácticamente cese. El asentamiento de la cabeza del pilote

6-1 Cimentaciones para estructuras viales

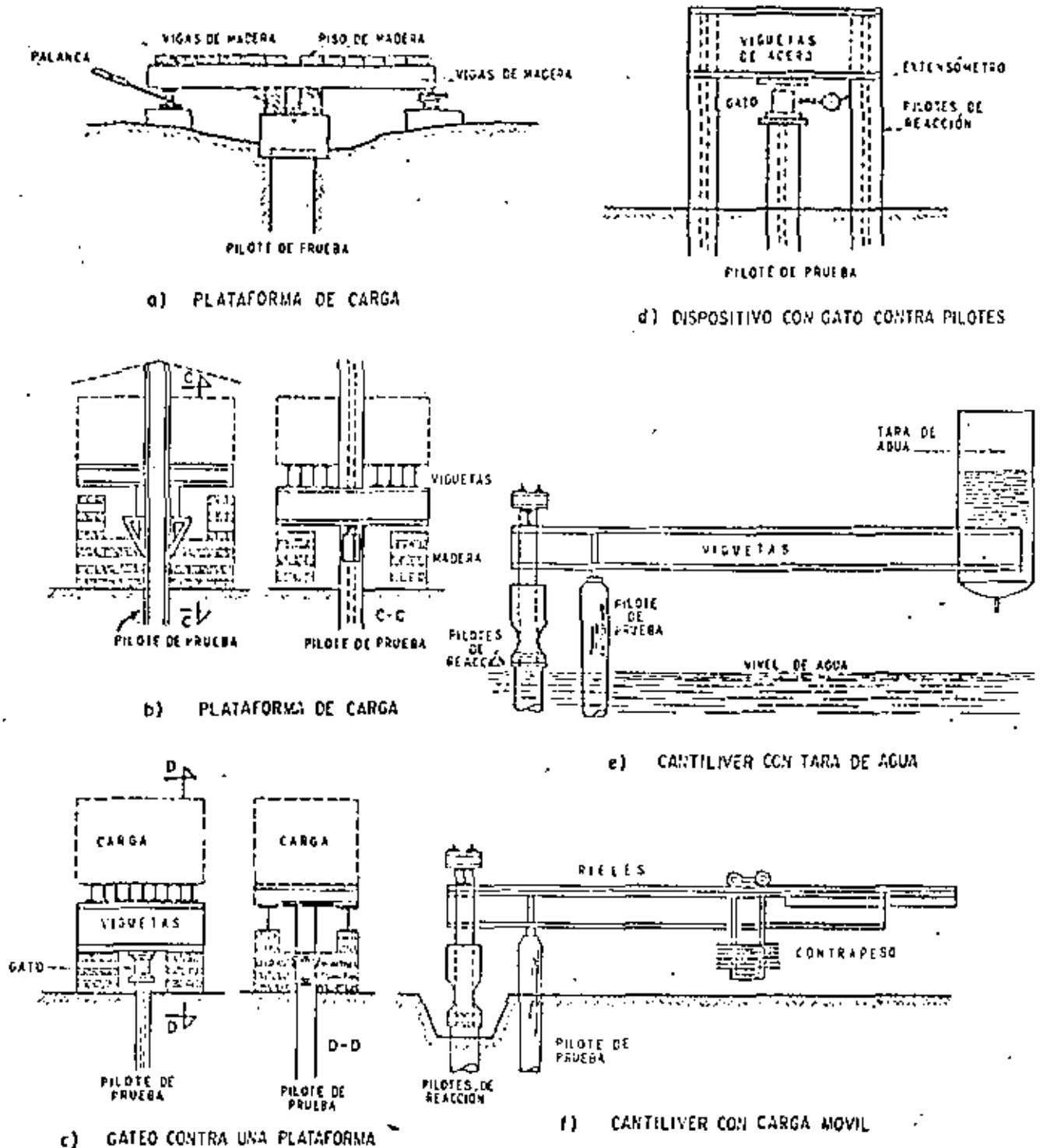


Figura VIII-16. Dispositivos típicos para pruebas de carga en pilotes (según R. D. Chelís).

se debe a deformaciones elásticas (recuperables al retirar la carga) tanto en el suelo como en el propio pilote y a deformaciones plásticas (que permanecen al retirar la carga) del suelo. Estas deformaciones son las que causan generalmente los asentamientos excesivos en las estructuras y son, por lo tanto, las que deben evitarse. En una prueba de carga deben distinguirse los dos tipos de deformación, puesto que las deformaciones plásticas son las que realmente interesan

definir en la prueba. Para esto es necesario efectuar procesos cíclicos de carga y descarga, durante los cuales el pilote llegue a cargas máximas cada vez mayores. En la Fig. VIII-17 puede verse una gráfica que ilustra resultados típicos de una prueba de carga.

En la parte a) de la figura se ilustra el proceso de carga en incrementos, detallando los tiempos en que se colocaron y anotando los asentamientos que produjeron. Cada incremento se dejó un lapso de

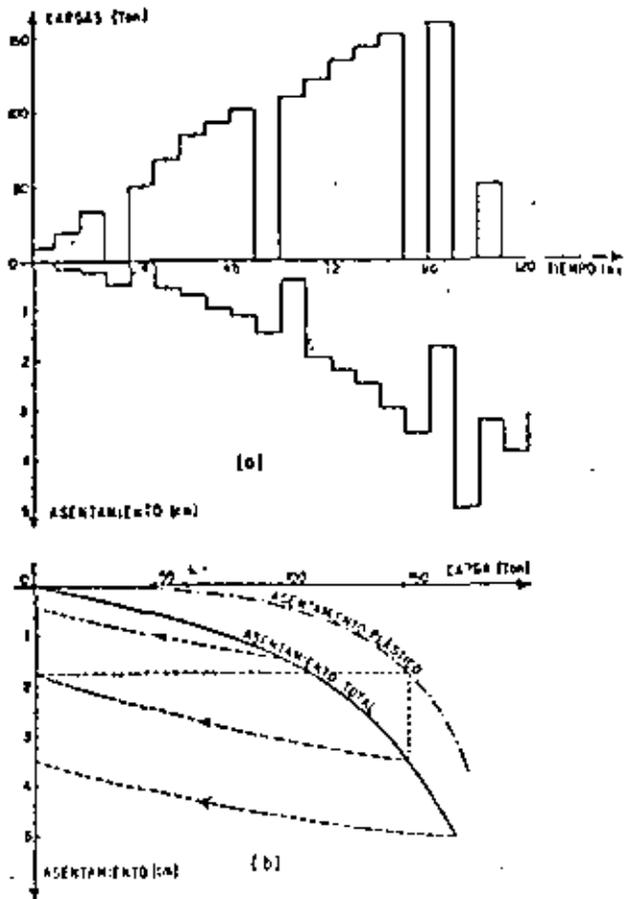


Figura VIII-37. Diagrama de correlación típico entre carga, asentamiento y tiempo, en una prueba de carga en un pilote.

6 horas sobre el pilote, lo que se supone fue suficiente para que los asentamientos cesaran en todos los casos. La primera descarga se efectuó cuando la carga había llegado al valor de 35 ton; el asentamiento del pilote en dicha descarga se recuperó totalmente, lo que indica que era de naturaleza elástica. Al llegar, en el nuevo proceso de carga, a las 100 ton se descargó de nuevo, quedando ahora un asentamiento remanente de 0.4 cm.

La tercera descarga ocurrió al llegar el pilote a las 150 ton, con un asentamiento no recuperable de 1.25 cm.

En la parte b) de la figura se ha dibujado la gráfica carga-asentamiento total, con línea llena; la gráfica correspondiente a los asentamientos plásticos aparece con trazo de punto y raya. Esta última se obtuvo de los resultados de la parte a) de la figura, que permitieron trazar en forma aproximada las trayectorias de descarga (de las que sólo se conocen el primero y el último punto). Con la deformación permanente en carga cero y el valor de la carga a partir de la que se descargó el pilote se obtienen puntos sobre la curva de asentamientos plásticos. En la parte b) de la figura se ilustra la obtención del punto correspondiente a la carga de 150 ton.

Una vez obtenida la curva de asentamientos totales y plásticos contra la carga pueden suceder dos cosas. Primero, que en las curvas se defina el punto de falla por un quiebre tan evidente, que no haya duda respecto a la carga de falla. En este caso, lo único que se requerirá para determinar la carga de trabajo del pilote será escoger un factor de seguridad adecuado para dividirla por él la carga de falla; este factor de seguridad es frecuentemente del orden de 2.

Existe un segundo caso más frecuente, en el que no es fácil determinar el punto de falla, debido a lo gradual del cambio de pendiente de las curvas asentamiento-carga. En este caso es preciso definir lo que se considerará carga última del pilote por medio de algún criterio conveniente y, hasta cierto punto, arbitrario. Existen varias reglas de esta naturaleza; las menos están elaboradas para aplicarse sobre la curva del asentamiento total; las más se refieren a la curva de asentamientos plásticos. Algunas de las reglas de mayor uso actual se mencionan a continuación:

- 1) Determinése la carga para la cual, en 48 horas correspondiera un asentamiento permanente no mayor de 0.5 cm y divídase ese valor por un factor de seguridad de 2, obteniéndose así la carga de proyecto. (Departamento de Carreteras del Estado de Louisiana, EE. UU. y Departamento de Obras Públicas del Estado de Nueva York, EE. UU.)
- 2) Hágase la prueba hasta aplicar una carga doble que la que se desea que soporte el pilote en la obra. La prueba se considerará satisfactoria cuando dicha carga no produzca un asentamiento total neto mayor de 0.025 cm por cada tonelada de carga aplicada, midiendo el asentamiento al retirar la carga, después de 24 horas de permanencia. (Código de Edificios de la ciudad de Nueva York, EE. UU.)
- 3) Obtenida la curva carga-asentamientos plásticos, trácese tangentes a sus tramos inicial y final; la carga correspondiente a la intersección de los dos tramos, dividida entre un factor de seguridad de 1.5 ó 2 será la carga de proyecto.
- 4) Obténgase el punto en el que el asentamiento total comience a exceder de 0.125 cm por cada tonelada de carga adicional o en el que el asentamiento plástico comience a exceder de 0.075 cm por cada tonelada de la misma carga. La carga correspondiente a cualquiera de esos puntos se considera la última del pilote; para obtener la carga de proyecto, su valor se divide por 2, si el pilote trabaja bajo cargas estáticas o por 3 si ha de estar sujeto a cargas dinámicas. (Dr. R. L. Nordlund, Compañía Raymond de pilotes de concreto.)

VIII-10 CILINDROS Y CAJONES DE CIMENTACION

Como ya se dijo, los cilindros y los cajones forman

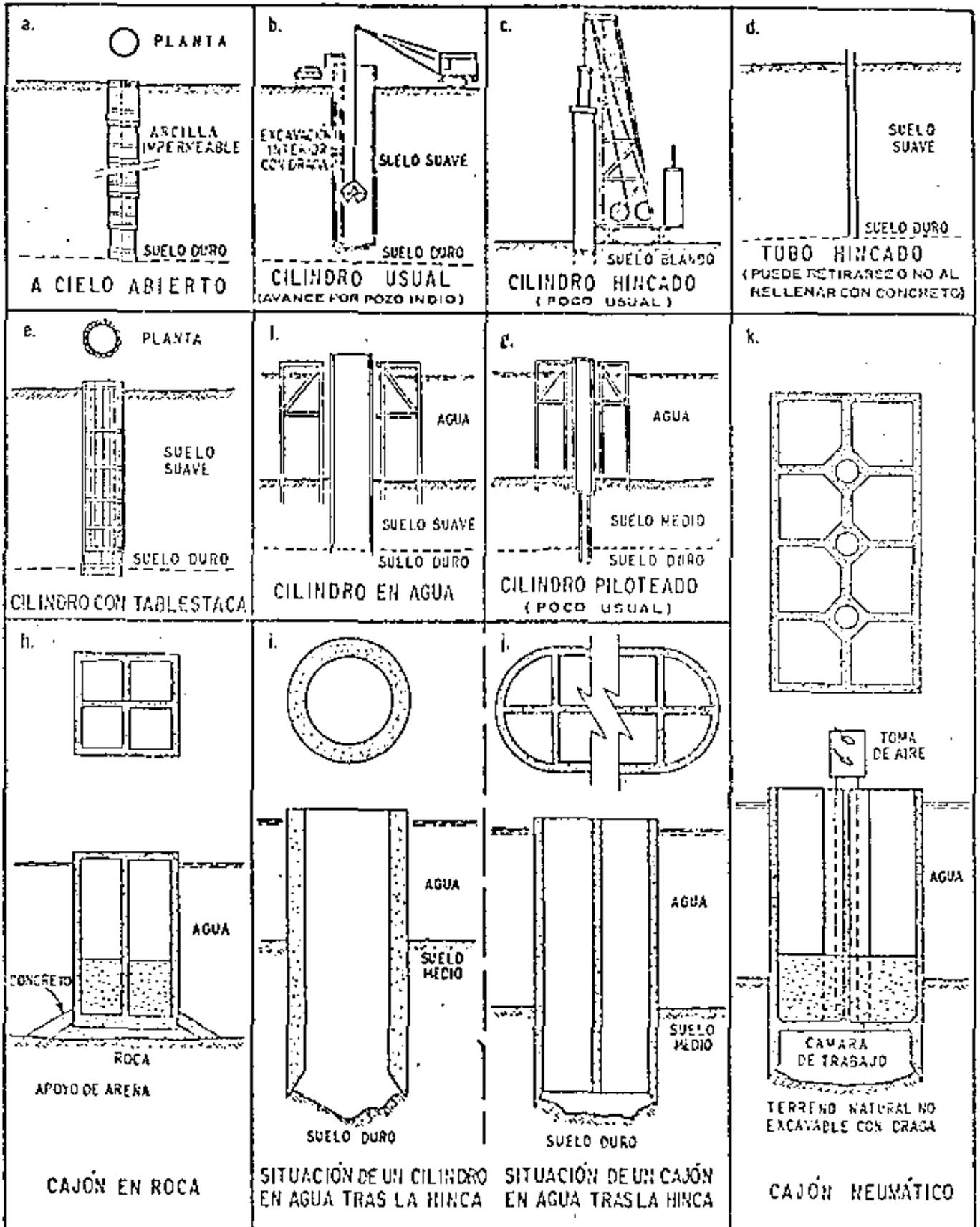


Figura VIII-18. Tipos de cilindros y cajones (ref. 82).

parte de las cimentaciones profundas. Se busca encontrar un estrato resistente bajo una capa de suelo de mala calidad, tratando de conseguir un buen apoyo a una profundidad económica. Por su complejidad, tamaño y demás características, sólo son económicamente eficientes cuando es posible transmitirles grandes cargas, razón por la que el estrato resistente en que se apoyan y penetran debe de serlo realmente.

No existe una distinción real entre los cilindros y los cajones, aparte de la geométrica. En los puentes de las vías terrestres, los cilindros se usan mucho más, quedando los cajones generalmente como solución alternativa para los más grandes. Los problemas teóricos y de aplicación de la Mecánica de Suelos son análogos en ambos casos, razón por la que, en lo que sigue, se hará referencia principal a los cilindros y sólo se mencionarán los cajones cuando surja un aspecto en el que convenga establecer una distinción clara.

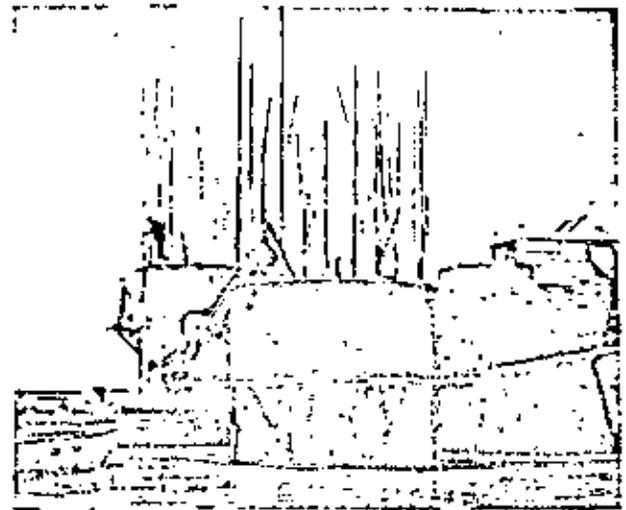
Los casos de utilización económica de estos tipos de cimentación son los siguientes:

- 1) Cuando existen grandes concentraciones de carga en una zona de la cimentación, como ocurre en los puentes de grandes claros.
- 2) En cimentaciones con grandes cargas en donde existe importante tirante de agua permanente.
- 3) Cuando existen muy grandes problemas de control de agua en cualquier excavación que hubiera que efectuar como alternativa.
- 4) Cuando el elemento de cimentación vaya a estar sujeto a severas fuerzas horizontales.
- 5) Cuando se requiera una cimentación profunda de cualquier clase, pero la presencia de buecos o cualquier otro obstáculo haga difícil el hincado de pilotes.

Como cimentación profunda, el cilindro tiene sus competidores naturales en los pilotes y las pilas (poco usadas en los puentes de las Vías Terrestres), frecuentemente más económicos, sobre todo los primeros.

La Fig. VIII-48 (Ref. 82) muestra algunos tipos de cilindros y cajones de cimentación sancionados por la práctica. Como puede verse, la frontera entre pilas y pilotes y cilindros y cajones no es muy clara, geoméricamente hablando, si bien, como se verá, resulta más fácil de establecer de acuerdo con el procedimiento constructivo.

La parte *a* de la figura muestra un elemento de cimentación que se excava a cielo abierto, ademando la excavación a medida que progresa; en realidad se trata más bien de una pila. Las partes *c*, *d* y *e* muestran procedimientos de construcción de cilindros que se utilizan ya poco en la actualidad; en un caso se trata de un cilindro hincado a golpes, lo que suele exigir piloteadoras demasiado grandes. En otro caso se hince un tubo de acero, que posteriormente es vaciado y rellenado de concreto, extrayéndose el tubo según se va efectuando el relleno; en rigor se trata



Construcción de cilindros.

más bien de un pilote de diámetro más o menos grande. El croquis de la parte *e* muestra un cilindro (o pila, pues en este caso la distinción no es clara) en el que la excavación se ha ademado por medio de tablastaca previamente hincada.

La parte *b* de la figura muestra al cilindro típico de la tecnología de las vías terrestres, excavado por el procedimiento de pozo indio. Las partes *f* y *g* ilustran variantes de este elemento, siendo raro, por lo menos en México, el cilindro pilotado.

Las partes *h* y *j* distinguen el cajón cerrado del abierto, desprovisto de fondo, circunstancia que se utiliza en la excavación.

Finalmente, la parte *k* ilustra esquemáticamente un cajón neumático.

La capacidad de carga de un cilindro o un cajón debe de calcularse con base en las teorías que se han mencionado al comienzo de este Capítulo. La naturaleza del material que forma el estrato resistente definirá en gran parte la teoría más conveniente. En principio la capacidad de carga debería de provenir tanto del apoyo en la base (téngase en cuenta que aun en los cilindros o cajones abiertos suele colocarse



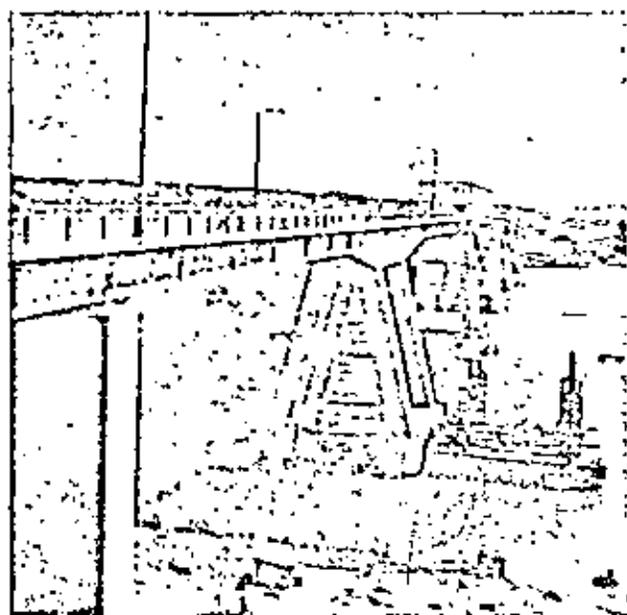
Excavación en el interior de un cilindro.

un tajón de fondo al fin del hincado), como de la fricción lateral y, de hecho, no hay inconveniente de importancia en sustentar tal criterio. Sin embargo, es muy usual también despreciar la capacidad de carga por fricción, razonando que el apoyo de los cilindros es tan rígido que no habrá ocasión de que se desarrollen las deformaciones necesarias para que toda la fricción llegue a actuar.

Naturalmente que dependerá de la firmeza del apoyo el que uno de los criterios anteriores sea más razonable que el otro en un caso dado. En apoyos en roca, la fricción jugará escaso papel sustentante, pero si el apoyo tiene posibilidades de ceder, por poco que sea, podrá tomarse en cuenta su influencia. Independientemente de lo anterior subsiste el hecho de que es costumbre bastante extendida despreciar la capacidad de carga por fricción.

Las siguientes son circunstancias en las que la fricción lateral no puede tomarse en cuenta en la capacidad de carga:

- 1) Si la profundidad del cilindro bajo el nivel de cimentación es inferior a su ancho.
- 2) Si el terreno que rodea al cilindro es erosionable o socavable.
- 3) Si entre el cilindro y las paredes de la excavación se coloca un relleno compresible.
- 4) Si al hundirse el cilindro en el suelo se van formando embovedamientos a sus lados que después puedan rellenarse naturalmente con materiales sueltos y suaves.
- 5) Si el cajón queda finalmente embebido en rellenos artificiales.
- 6) Si el suelo que rodea al cajón es susceptible de contracción por secado.



Puente Alvarado, sobre cilindros de cimentación.

La fricción lateral ejerce otro efecto que, por el contrario no puede ignorarse nunca, que es la restricción que pueda representar al hincado y la penetración, cuando se utiliza el procedimiento de pozo indio, en el que el suelo se retira del interior del cilindro hueco con una draga o herramienta similar, de manera que el elemento va bajando a medida que se va retirando el material bajo él. Se plantea así un juego en que el peso propio del elemento se opone a las fuerzas de fricción que se desarrollen en sus paredes. Es conveniente tener una idea previa de la relación de las fuerzas en presencia, para poder definir a tiempo la necesidad de usar lastres, chillonajes, etc. La tabla VIII-6 (Ref. 83) muestra gruesamente algunos valores típicos de adherencia y fricción lateral sancionados por la práctica, independientemente de los que puedan obtenerse por los criterios semi-teóricos que han quedado expuestos en páginas anteriores de este Capítulo.

TABLA VIII-6

Valores típicos de fricción y adherencia laterales en la hincada de cilindros y cajones

Tipo de suelo	Fricción o adherencia (U/m^2)
Limo y arcilla blanda	0.75 - 3.0
Arcilla firme	5.0 - 19.5
Arena suelta	1.2 - 3.7
Arena compacta	3.5 - 7.0
Grava compacta	5.0 - 15.0

La Ref. 82 proporciona información en el sentido de que la fuerza de fricción medida en varios casos ahí citados aumenta linealmente con la profundidad, lo que está en concordancia con la teoría.

En la misma Ref. 83 se recomiendan los valores de la Tabla VIII-6 también para cálculos de fricción negativa.

La mejor defensa contra problemas de fricción lateral durante el hincado parece ser la provisión de una pared robusta en el cilindro, que garantice un peso suficiente. Se ha dicho que paredes con espesor de 1.5 a 2.0 m proporcionan un peso suficiente para salvar cualquier fricción lateral; un criterio tan simple puede estar muchas veces en contra de la economía. El lastrado de los cilindros puede resolver con economía muchos problemas. El chillonaje sería el siguiente escalón. También se ha usado con muy buen resultado una cuchilla lateral sobresaliente que forma una cámara de unos 10 cm en toda la periferia del elemento, la cual ha de rellenarse con una mezcla de arcilla y agua, con la cantidad adecuada de un agente dispersante.

En México, el procedimiento más usado para el hincado de cilindros y cajones de fondo abierto (que, a su vez, son los que se utilizan más) es la remoción del material directamente del interior del

elemento, por medio de una draga de almeja u otra herramienta similar, que penetra por el hueco interior, que debe tener la dimensión mínima apropiada para permitir el procedimiento (mínimo, del orden de dos metros). Cuando hay agua, el nivel interior se mantiene igual al exterior. La excavación debe hacerse de modo que el elemento vaya descendiendo por su propio peso o con ayuda de un lastre, pero sin desplomes laterales. En cajones de celdas múltiples, se ayuda mucho a mantener la verticalidad excavando alternativamente en las diferentes celdas.

Al atravesar suelos muy blandos puede usarse el bombeo para retirar el material del interior, inyectando agua si fuera preciso, para mantener iguales los niveles dentro y fuera del elemento.

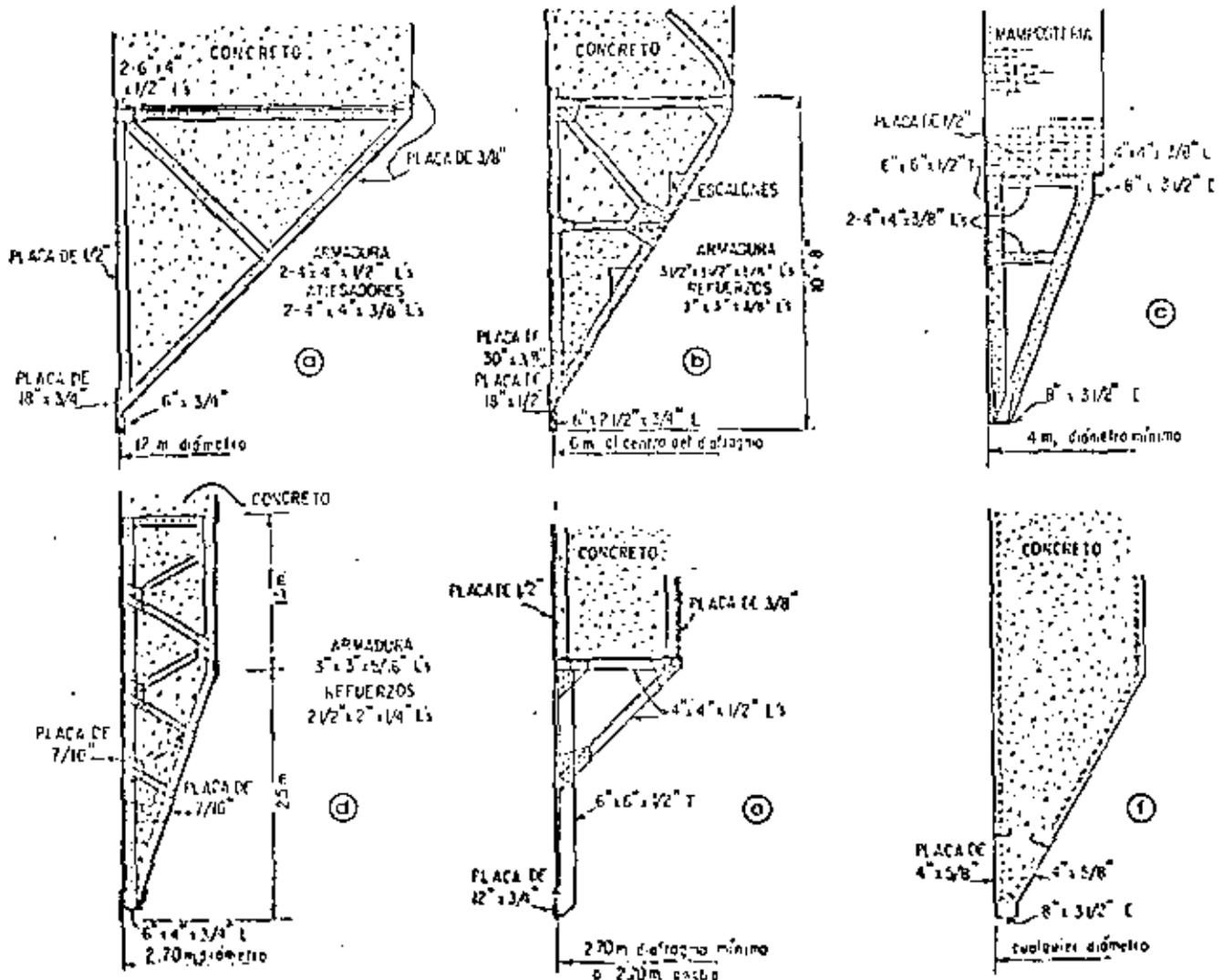
Una vez que el cilindro haya llegado a su posición final de proyecto, que debe haber sido siempre prefijada por el correspondiente estudio de cimentación, se le cierra un tapón inferior, generalmente bajo agua y con el procedimiento de "trompa de elefante".

Hay ocasiones en que se hace posible extraer el agua del interior del cajón, para efectuar el colado en seco, pero los peligros a que expone esta práctica (falla de fondo, ebullición de arenas, etcétera), seguramente no la hacen aconsejable en ningún caso.

El fondo del cilindro debe ser provisto de cuchillas metálicas para facilitar su penetración. La Fig. VIII-49 (Ref. 82) muestra algunas formas típicas de tales cuchillas.

Un esquema general del proceso de excavación por pozo indio se muestra en la Fig. VIII-50 (Ref. 81). En esta excelente referencia podrá encontrar el ingeniero interesado mucho material de valor práctico.

En las primeras etapas del hincado, el cilindro debe guiarse para que se mantenga en su posición; después, deben irse colando tramos en la parte superior, a medida que el hincado avanza. La excavación debe llevarse siempre adelante de las cuchillas de ataque, pero no conviene que las pierda demasiado o que se haga en forma desbalanceada.



Nota: Las dimensiones de los perfiles laminados están en pulgadas.

Figura VIII-49. Formas típicas de cuchillas para hincado de cilindros (Ref. 82).

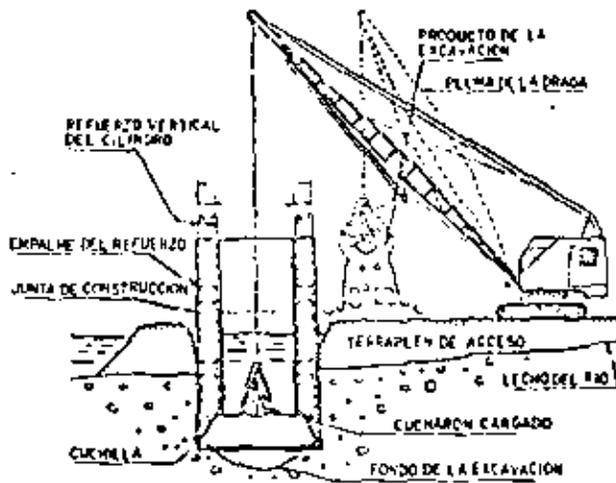


Figura VIII-50. Excavación por el método del pozo indio para cilindros y cajones de cimentación (Ref. 81).

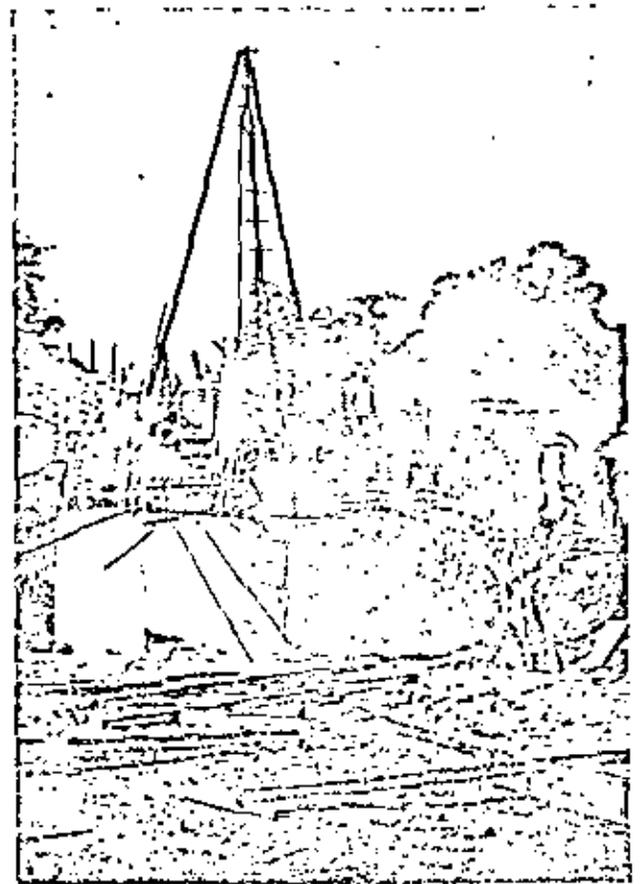
El control de la verticalidad puede lograrse con lastre diferencial, dragado diferencial, empujamiento por cables, gatos, etcétera, ayudando el hincado por medio de estructuras exteriores que le sirvan de guía y, en los cajones más complicados que se hincan en agua, balanceando el efecto de cámaras de aire convenientemente dispuestas. Los chiflones pueden ayudar también a este fin, siempre que la presión del agua sea suficiente para eliminar las causas del desplome, lo que suele exigir valores muy altos, del orden de 8 ó 10 kg/cm².

Los obstáculos que representan para el hincado los grandes balesos, suelen eliminarse con explosivos. Otro obstáculo frecuente durante el hincado es el que representa el flujo ascendente de agua en el interior de los cilindros huecos, el cual puede hacer muy difícil el establecimiento de taludes razonables abajo y a los lados de las cuchillas de penetración o, inclusive, provocar fallas de fondo. La Fig. VIII-51 (Ref. 84) muestra un procedimiento sencillo, pero muy efectivo para resolver estos problemas.

Los costales de arcilla que se ven en la figura tienden a estabilizar los taludes de la excavación y a restringir el flujo lateral, que suele ser el más dañino y abundante.

Los cajones neumáticos (Fig. VIII-52, Ref. 83), se utilizan cuando el procedimiento de pozo indio convencional pueda causar pérdida del terreno alrededor del elemento, cuando la línea vertical se vea impedida por obstáculos o cuando, en el caso de cimentaciones bajo agua, haya el riesgo de que materiales arcillosos o arenas finas fluyan bajo las cuchillas cortadoras hacia el interior.

En estos cajones, la cámara de trabajo está bajo aire comprimido a una presión tal que balancea o supera ligeramente a la presión hidrostática en el



Exploración en el interior de un cilindro para investigar la causa de un problema constructivo.

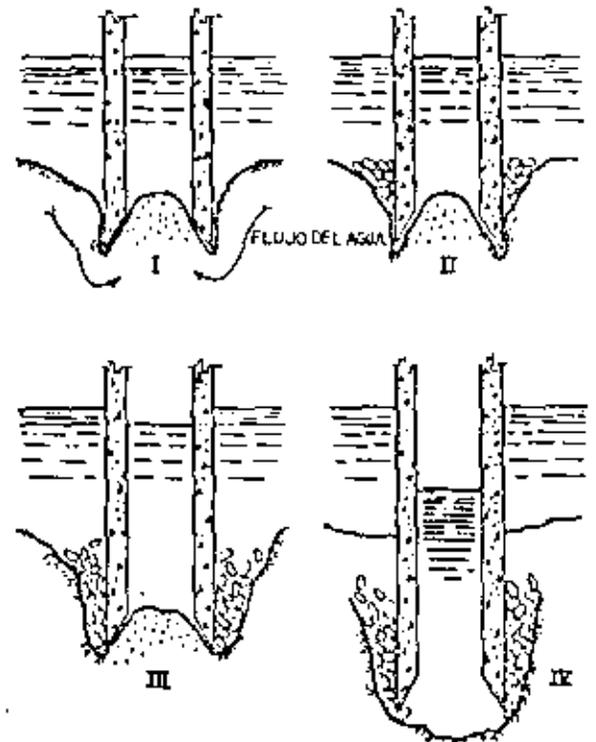


Figura VIII-51. Método para controlar el flujo del agua hacia el fondo de los cilindros durante su hincado (Ref. 84).

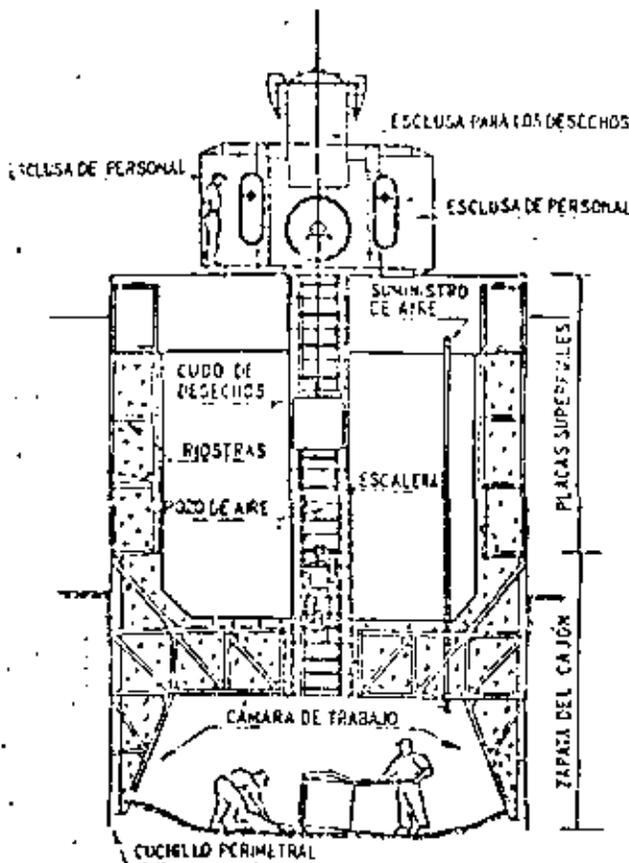


Figura VIII-52. Esquema típico de un cajón neumático (Ref. 83).

exterior; con esto se impide el flujo de agua y suelo hacia adentro. Además debe guardarse la precaución de que las cuchillas vayan lo suficientemente abajo de la superficie interior del suelo, como para evitar serias pérdidas de aire.

Como debe asegurarse que no haya agua dentro del cajón, la construcción de las juntas deberá hacerse con mucho cuidado, asegurando su sellado por el interior.

Con los cajones neumáticos, las excavaciones pueden efectuarse a mano en el interior de una cámara de trabajo seca; esto permite atacar todos los obstáculos al hincado directamente, con un perfecto conocimiento del terreno de apoyo. Los colados, al efectuarse en seco, se hacen en condiciones ideales.

Las ventajas anteriores se ven balanceadas por algunas desventajas de mucha importancia. El proceso de hincado es lento y los hombres que trabajan en el interior no pueden permanecer durante mucho tiempo expuestos a las elevadas presiones de aire que se requieren; de hecho la presión máxima que puede usarse es del orden de 8.5 kg/cm², lo que limita la profundidad de hincado en la práctica a no más de una veintena de metros.

En general los cajones neumáticos resultan caros y su utilización en las vías terrestres es cada vez más limitada.

VIII-11 ALGUNOS ASPECTOS PRACTICOS PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIONES

Se discuten en este inciso algunos aspectos generales de orden práctico que conviene tener en cuenta al proyectar y construir cimentaciones para vías terrestres, vale decir, para puentes, pasos a desnivel, algunas alcantarillas particularmente importantes o problemáticas, etcétera. Evidentemente, no se trata de entrar al terreno de un tratado de cimentaciones, lo cual queda fuera del alcance de este Capítulo; simplemente se desea recalcar algunas reglas o trabajos que quedan fuera del marco estricto de las teorías de capacidad de carga o de los métodos de análisis de asentamientos, pero que por su validez general o su respaldo experimental conviene tener presentes como trasfondo de un criterio ingenieril válido para afrontar este tipo de problemas.

Siguiendo la forma tradicional, se comentarán en primer lugar las cimentaciones superficiales y después las profundas, distinguiendo en éstas los pilotes, de los cilindros y cajones.

A. Cimentaciones superficiales

1) Cimentaciones en arenas y grésos

La capacidad de carga, estimada con alguna de las teorías aplicables, mencionadas en páginas anteriores de este Capítulo, depende en última instancia de los siguientes conceptos:

1-a. La compactación relativa del manto de apoyo, que se refleja directamente en el valor asignable de ϕ y, por lo tanto, en los factores de capacidad de carga N_q y N_y , que aumentan mucho cuando la compactación alcanza altos valores. La compactación suele estimarse a partir de pruebas de penetración, de las que la prueba de penetración estándar es, con mucho, la más utilizada en México. La utilidad e importancia de la prueba de penetración estándar (Refs. 85 y 86) radica en las correlaciones realizadas entre el campo y el laboratorio. Estas correlaciones han demostrado ser razonablemente confiables en arenas y suelos predominantemente arenosos, pero parecen serlo mucho menos en arcillas y suelos plásticos. La Fig. VIII-53 (Ref. 7) muestra una correlación entre el número de golpes para los 30 cm de penetración especificados y el ángulo de fricción interna de las arenas.

Se observa que en arenas limpias medianas o gruesas se tiene, para el mismo número de golpes, un valor del ángulo ϕ mayor que en arenas limpias finas o que en arenas limosas.

Las relaciones de la Fig. VIII-53 no toman en cuenta la influencia de la presión vertical sobre el número de golpes, la cual se va haciendo más acentuada a medida que la prueba se realiza a mayores profundidades y que parece ser de importancia

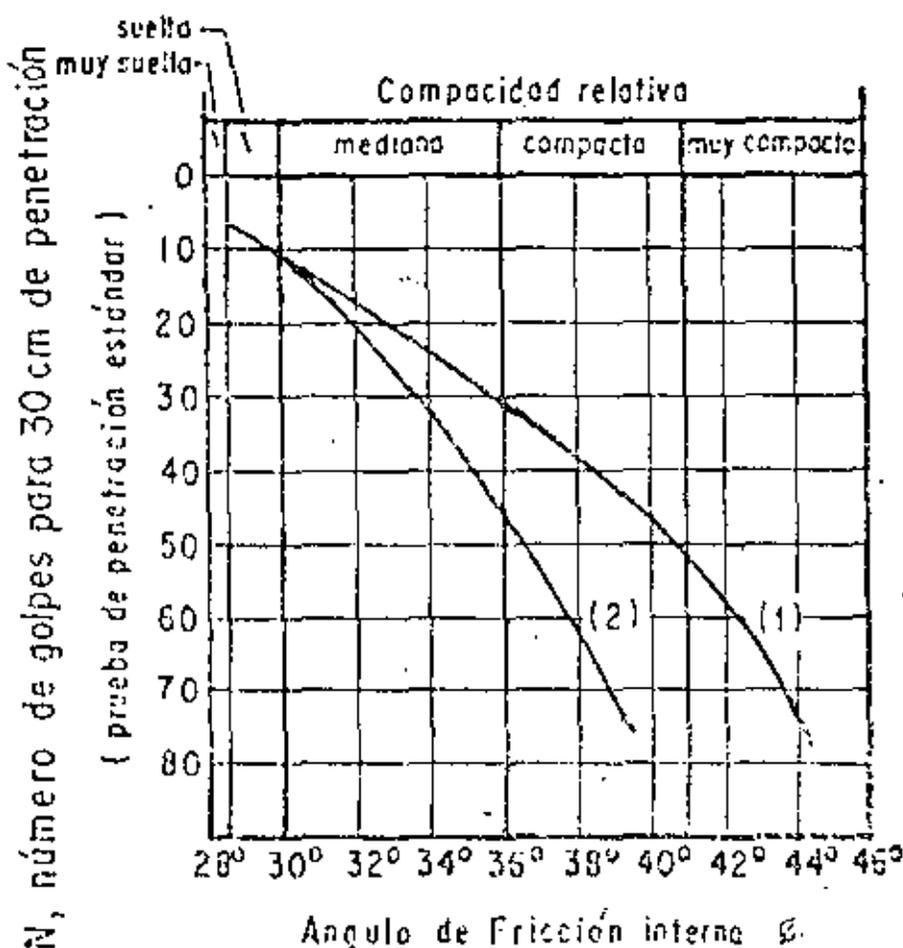


Figura VIII-53. Correlación entre el número de golpes para 30 cm de penetración estándar y el ángulo de fricción interna de las arenas.

- (1) Relación para arenas de grano anguloso o redondeado de mediano a grueso.
- (2) Relación para arenas finas y para arenas limosas.

(Refs. 86, 87 y 88). La Fig. VIII-54 (Ref. 87) presenta resultados experimentales obtenidos en trabajos del U. S. Bureau of Reclamation, que demuestran que a un mismo número de golpes en la prueba de penetración estándar corresponden diferentes compactaciones relativas, según sea la presión vertical actuante sobre la arena, la cual, a su vez, es función de la profundidad a la que se haga la prueba. Con base en tal información podrán establecerse correcciones de cálculo cuando se utilicen los resultados de la prueba de penetración estándar.

Cuando se trata con arenas muy finas situadas bajo el nivel freático, el valor de N dado por la prueba de penetración estándar resulta mayor que el que se tendría con arena seca, debido a la baja permeabilidad de la arena, que impide que el agua emigre a través de los huecos al producirse el impacto. La Ref. 7 proporciona una expresión para

corregir en estos casos los valores obtenidos en la prueba (N'). Según tal expresión, los valores corregidos a utilizar (N) resultan ser:

$$N = 15 + \frac{1}{2}(N' - 15) = \frac{N' + 15}{2} \quad (8-50)$$

La corrección anterior es recomendada únicamente cuando $N' > 15$.

Para arcillas y suelos arcillosos Terzaghi y Peck (Ref. 28) proporcionan la correlación que se incluye en la tabla VIII-7. Debe insistirse en que para este tipo de suelos las correlaciones establecidas con base en la prueba estándar de penetración son mucho menos dignas de crédito.

Puede observarse que prácticamente el valor de q_c dado por la tabla se obtiene dividiendo entre 8 el número de golpes.

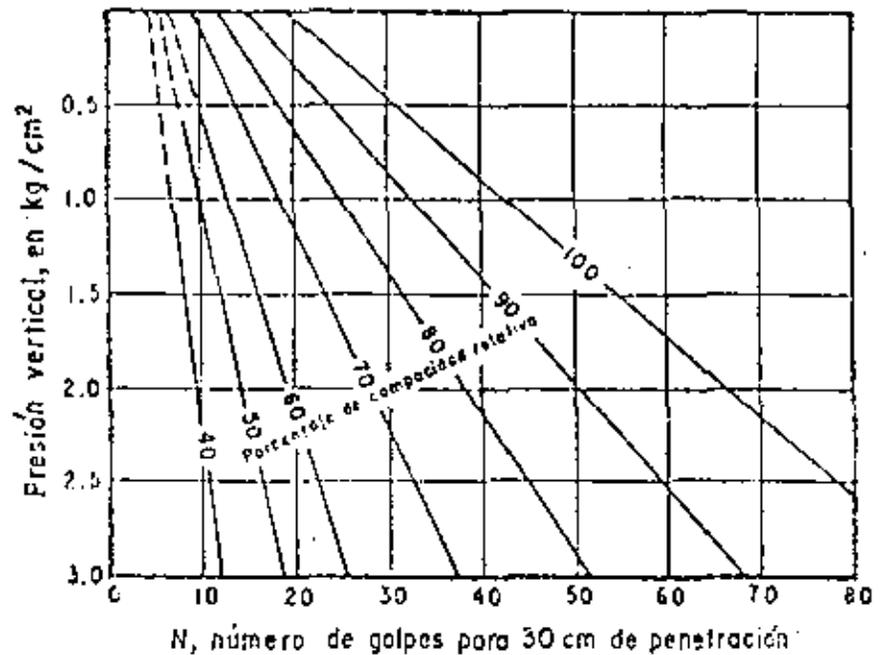


Figura VIII-54. Relación entre la penetración estándar, la presión vertical y la compacidad relativa para arenas.

TABLA VIII-7

Correlación entre la resistencia a la compresión simple y el número de golpes en prueba de penetración estándar para arcillas

Consistencia	Nº de golpes, N	Resistencia a la compresión simple, q_u (kg/cm ²)
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2-4	0.25-0.50
Media	4-8	0.50-1.00
Firme	8-15	1.00-2.00
Muy firme	15-30	2.00-4.00
Dura	> 30	> 4.00

El extenso uso que se hace de la prueba de penetración estándar, sobre todo en la tecnología de las vías terrestres no obsta para que queden ajenadas a muy serios peligros las interpretaciones que puedan hacerse en muchos casos de sus resultados. Ya se ha dicho que la confiabilidad de las correlaciones propuestas es muy diferente en arcillas y en arenas, pero aun en estas últimas la presencia de contenidos relativamente bajos de gravas y bolos puede hacer que los resultados de la prueba queden totalmente invalidados. En estos casos, sobre todo si se trabaja bajo nivel freático, el problema de determinar las características de compacidad por medio de una prueba sencilla debe considerarse como no resuelto, siendo la experiencia y el criterio la única guía con que puede contar el ingeniero.

En la Ref. 89 se presenta un interesante estudio de correlación entre los resultados de la prueba de penetración estándar y los de la prueba de penetración cónica (Ref. 85), realizando esta última con un

cono con punta a 60° y empleando la misma energía por golpe y método de prueba que en la prueba estándar. El estudio tiene interés práctico puesto que la prueba dinámica con cono es mucho más rápida y económica que la estándar, de manera que si se logra establecer una buena correlación entre el número de golpes en ambos casos para un sitio dado, un cierto número de pruebas de penetración estándar, necesario para fundamentar la correlación, puede complementarse muy económicamente realizando pruebas dinámicas con el cono.

En la Ref. 89 se concluye que $N_c \approx N_s$ (N_c , número de golpes en la prueba con el cono y N_s , número de golpes en la prueba estándar) hasta una profundidad del orden de 1.2 veces la profundidad del nivel freático. De ese nivel hacia abajo, $N_c > N_s$, a causa de la fricción lateral del suelo en las barras de perforación; la diferencia $N_c - N_s$ resulta ser proporcional a la fuerza total de fricción en juego. Se recomienda finalmente el establecer correlaciones locales como el método más seguro a utilizar en un caso específico, recomendación que resulta un tanto fuera de lugar en el caso de los puentes para vías terrestres, pues en ellos el número de pruebas que se realizan no es tan grande como para justificar un estudio tan amplio. Se ha dicho, por otra parte (Ref. 85) que la relación difícilmente es mayor que $2N_c = N_s$; si este criterio tosco se acepta, podría combinarse con el anteriormente expuesto. En cualquier caso, sólo con buen criterio y utilización juiciosa de experiencia precedente podrá utilizarse la prueba dinámica de cono en combinación con la prueba estándar; la Ref. 89 presenta un criterio de combinación de los datos anteriores, desgraciadamente no respaldado por un uso experimental.

1-h. La posición del nivel de aguas freáticas, cuya

influencia ha sido discutida en la parte I del inciso VIII-2 de este Capítulo.

1-c. El ancho de la cimentación, que influye linealmente en la parte de la capacidad de carga que se refiere al peso del suelo situado bajo el nivel de desplante, según puede verse en cualquiera de las fórmulas aplicables a gravas y arenas.

1-d. La profundidad de desplante, D_p , la cual influye según se deduce de cualquiera de las fórmulas aplicables.

No existe ninguna regla fija para establecer la profundidad de desplante conveniente en cimentaciones superficiales para las estructuras de las vías terrestres. En los puentes, cuando hay suelos resistentes que permitirían profundidades muy escasas, la profundidad de desplante suele quedar determinada más bien por el temor a erosiones del agua, ataque a las márgenes, en el caso de estribos, y por consideraciones análogas (desde luego se está aceptando implícitamente, que los suelos resistentes de que se habla no son socavables). Desde este punto de vista, probablemente no son convenientes profundidades menores de 2 m, aun en los casos más favorables. Conviene recalcar una vez más que las tocas están fuera de consideración en esta obra; por otra parte, en el caso de apoyo en roca sana el límite anterior podrá reducirse considerablemente.

En suelos que no sean especialmente resistentes o en los que la socavación pueda presentarse, es muy común que sea esta última condición la que fija la profundidad de desplante mínima a la que hayan de colocarse los apoyos de un puente; por lo menos, la socavación deberá investigarse sistemáticamente en cada caso. Si los puentes se apoyan en suelos en que la búsqueda de la capacidad de carga adecuada o la socavación obliguen a utilizar profundidades de desplante importantes, es muy común que los problemas de filtración de agua pasen a ser determinantes. En los cauces el nivel freático no suele ser muy profundo y si la excavación va más abajo de tal nivel los procedimientos de construcción y los requerimientos constructivos pueden complicarse extraordinariamente. Los expertos en la parte estructural de las cimentaciones de los puentes suelen decir a los ingenieros de Mecánica de Suelos que excavaciones de más de 6 ó 7 m de profundidad conducen a cimentaciones poco económicas, en el sentido de serlo menos que algunas alternativas de cimentación profunda en que pudiera comenzar a pensarse. El límite anterior pudiera resultar muy exagerado si la excavación se desarrolla bajo el nivel freático y hay filtraciones importantes.

Otra consideración que suele interesar al fijar el nivel de desplante en la cimentación superficial de un puente es la posibilidad de que existan cavernas u irregularidades en el subsuelo o estructuras subterráneas hechas por el hombre, tales como ductos, colectores, cables, etcétera; estas últimas podrán ser relativamente raras en el caso de puentes para carreteras y

terrocantiles, pero son mucho más frecuentes en pasos a desnivel. En todos estos casos, sólo una adecuada exploración de suelos puede evitar el caer en situaciones muy conflictivas. Se requiere una exploración suficiente en el lugar preciso en que se construirá el apoyo, siempre que exista la sospecha de estos accidentes.

Los pasos a desnivel y demás estructuras de cruzamiento son en cuanto a condiciones de cimentación similares a los puentes, sobre todo en el caso de arenas y gravas, que ahora se trata.

Las alcantarillas pueden plantear problemas de cimentación muy especiales. Desde luego, en general, han de resolverse con cimentaciones superficiales, pues difícilmente resultaría tolerable el costo relativo de una cimentación profunda. Además los medios de que se dispone para construir estas obras exigen generalmente profundidades de desplante pequeñas, evitando las grandes excavaciones y los dispendios de importancia. En arenas y gravas no suele haber problema para encontrar a una profundidad razonable (no mayor de 2 m) la capacidad de carga necesaria, que suele ser del orden de 10 a 15 T/m², como mínimo. No debe olvidarse tampoco que las alcantarillas, por su número, permiten fácilmente un estudio de cimentación minucioso y que casi sistemáticamente las recomendaciones de cimentación para proyectar han de ser recetadas o establecidas con base en la somera información de que se dispone en un estudio geotécnico general de la carretera o el ferrocarril de que se trata; cuando mucho esto supone algún sondeo poco profundo de tipo preliminar.

El diseño de una cimentación poco profunda construida sobre suelos friccionantes es particularmente complicado cuando se atiende al aspecto de los asentamientos de la estructura. Como se mencionó en el Volumen I de esta obra, el problema del cálculo de asentamientos en arenas y gravas dista de estar completamente resuelto.

El asentamiento bajo zapatas en arena dependerá, como es natural, de las características esfuerzo-deformación de ésta; en especial de la rigidez que presenta a los esfuerzos constantes, la que depende del confinamiento del material y de su propia compacidad. El primer concepto aumenta en forma toscamente lineal con la profundidad en la arena, por lo que la mencionada rigidez seguirá una ley más o menos similar. Teniendo en cuenta que, como se dijo, el peso específico de la arena sumergida es del orden de la mitad del no sumergido, puede concluirse que el asentamiento de una zapata en arena sumergida se duplicará aproximadamente, respecto al valor en la misma arena no sumergida, debido a que la presión de confinamiento en el primer caso depende de γ'_s en vez de γ_s y, por ello, la rigidez del material al esfuerzo constante se reduce prácticamente a la mitad.

A igual presión de contacto de una zapata en arena, el asentamiento crece con el ancho, si bien

modos, de los que la prueba de compresión simple y la prueba de la vetea son los más difundidos. La prueba de compresión simple es muy frecuentemente usada por ser algo más sencilla y rápida de ejecución; es común que el valor de c_u que en ella se obtenga sea menor que el que se obtiene con la prueba triaxial. En el Capítulo VI del volumen I de esta obra se presentan los resultados obtenidos en cámara triaxial. En el Capítulo VII del volumen I de esta obra se presenta una correlación, que puede considerarse válida para el presente caso, entre los resultados de una prueba triaxial sin consolidación y sin drenaje y pruebas normales de vetea.

En cimentaciones superficiales desplazadas en arcillas homogéneas existe una diferencia importante en la vetea de cálculo a efectuar, cuando el nivel de desplante queda bajo el nivel friccional, según la cimentación sea o no impermeable. En el primer caso, en el nivel de desplante se habrá alivado al terreno en una presión que es la total correspondiente a esa profundidad; por el contrario, en una cimentación permeable, llena de agua hasta una altura igual a la del nivel friccional, la descarga efectuada por la excavación no incluye la presión del agua, por lo que el término $\gamma_w h$ debe representarse únicamente a la presión efectiva y así debe ser calculada; para ello deberá usarse el peso específico sumergido en la parte del suelo bajo el nivel friccional o bien deberá restarse a la presión total al nivel de desplante, la presión del agua correspondiente al mismo nivel.

En suelos fuertemente arcillosos ya no suele ser un problema tan grave como lo era en arenas y gravas, el que el nivel de desplante quede abajo del nivel friccional, cuando se trata de cimentaciones para puentes o pasos a desnivel; la baja permeabilidad de las arcillas permite mantener las excavaciones en seco, mediante un bombeo moderado y usualmente no muy costoso. Se exceptúan las excavaciones de gran área y profundidad, que pueden llegar a presentarse en los grandes puentes, en las que un bombeo intenso puede ser causa de que el agua que fluya hacia las paredes y el fondo de la excavación produzca deformas de estabilidad de taludes y expansiones en el fondo, que posteriormente se traducirán en asentamientos. En estos casos, raras en la tecnología de las vías terrestres, habrá de recurrirse a la excavación por secciones o a métodos para disminuir, captar o controlar el flujo de agua hacia la excavación.

En las cimentaciones superficiales en arcilla el problema de los asentamientos suele ser el factor preponderante, de manera que la presión admisible desde el punto de vista de resistencia, suele quedar limitada por el valor que produce el máximo asentamiento (ver Fig. 7).

La razón es que al aumentar el ancho de la zapata se alcanzan zonas más profundas de la arena, en que la rigidez a los esfuerzos cortantes va siendo mayor.

La Fig. VIII-55 (Rel. 7) proporciona gráficas empíricas para obtener la presión de contacto que produce un hundimiento máximo de 2,5 cm, para zapatas en arenas no sumergidas o en las que el nivel friccional se encuentre a una profundidad B (ancho de la zapata) o mayor, respecto al nivel de desplante; se proporcionan el dato para diferentes anchos de zapatas y distintas compactaciones de la arena, obtenidas con la prueba de penetración estándar.

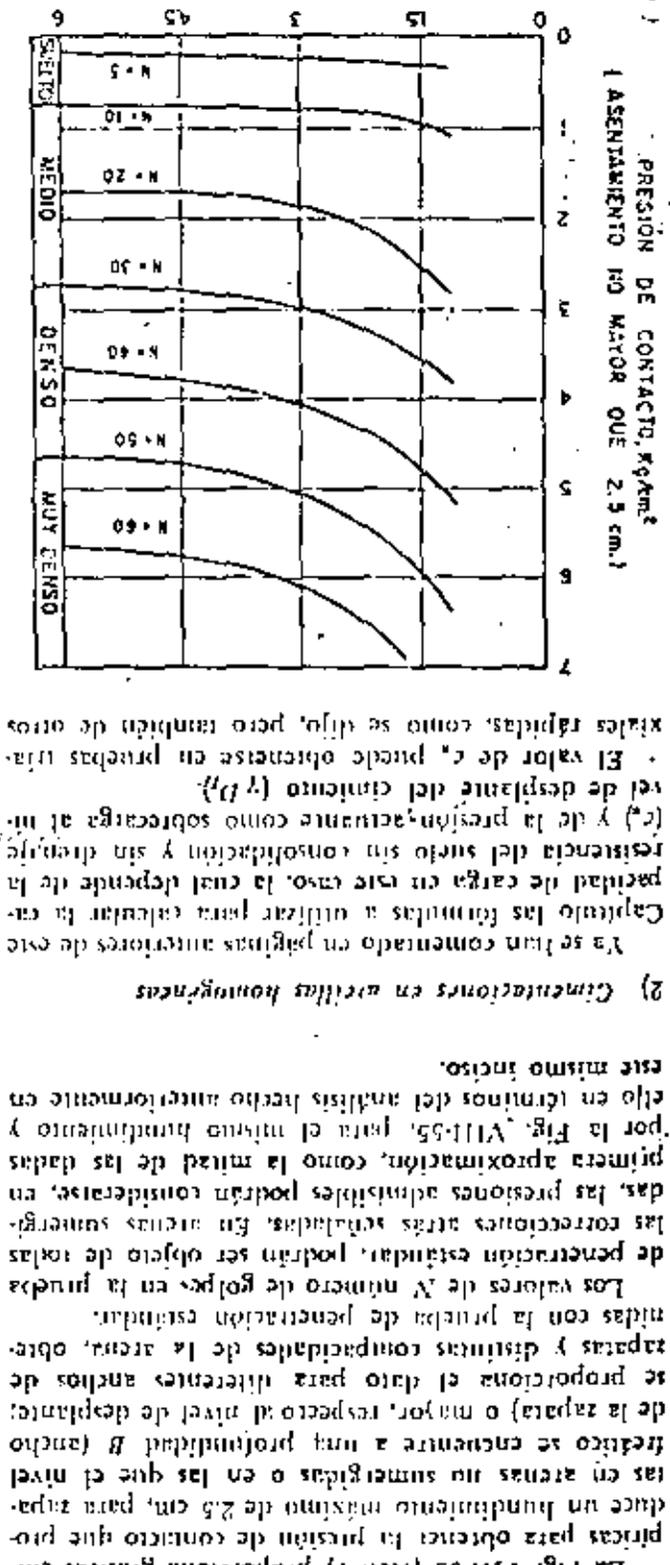
Los valores de N número de golpes en la prueba de penetración estándar, podrán ser objeto de tablas de correcciones para veteadas. En arenas sumergidas, las presiones admisibles podrán considerarse, en primera aproximación, como la mitad de las dadas por la Fig. VIII-55, para el mismo hundimiento y el mismo término del análisis hecho anteriormente en este mismo inciso.

2) Cimentaciones en arcillas homogéneas

Ya se han comentado en páginas anteriores de este Capítulo las fórmulas a utilizar para calcular la capacidad de carga en este caso, la cual depende de la resistencia del suelo sin consolidación y sin drenaje (c_u) y de la presión actuante como sobrecarga al nivel de desplante del cimiento (l_0).

El valor de c_u puede obtenerse en pruebas triaxiales rápidas, como se dijo, pero también de otros

Figura VIII-55. Presión de contacto correspondiente a asentamientos de 2,5 cm (l_0) para zapatas en arena (ver Fig. 7)



tamiento tolerable. Los asentamientos por consolidación pueden calcularse haciendo uso de la teoría de consolidación unidimensional con flujo vertical, tratada en el volumen I de esta obra (Capítulo I). Calculando los asentamientos de cada apoyo de la estructura vial podrán conocerse los asentamientos diferenciales, que son los que a fin de cuentas suelen interesar más al proyectista de la estructura. Al calcular el asentamiento producido en cada zapata deben hacerse intervenir las presiones que transmitan zapatas vecinas, pero situadas a distancia en que su influencia se haga notar. En el cálculo de asentamientos por consolidación sólo deben intervenir las cargas muertas y vivas permanentes, pues las accidentales actúan un tiempo pequeño en comparación al requerido para influir en un proceso de consolidación. Los asentamientos diferenciales que pueda tolerar una estructura vial dependen de su función y características; este es un punto en el que el ingeniero especialista en cimentaciones ha de subordinarse a las necesidades del ingeniero proyectista estructural. Los asentamientos totales tienen importancia intrínseca cuando existan estructuras vecinas a la considerada que puedan sufrir perjuicios por el movimiento de ésta o cuando existan instalaciones, ductos, etcétera, que no soporten sin daños los asentamientos que se produzcan.

La aplicación de la teoría de la consolidación adicional a las obras viales es muchas veces cuestionable, sobre todo en los puentes, pues es común que los cauces de los ríos sean zonas bastante heterogéneas en cuanto a estratificación, en las que difícilmente se cumplen algunas de las hipótesis que requiere la aplicación de la teoría de Terzaghi. El uso de la teoría con flujo tridimensional (Ref. 90) puede conducir a soluciones más razonables en algunos perfiles de suelos, pero sin invalidar la afirmación anterior en muchos casos. No existe un método de cálculo sencillo y práctico que tome en cuenta esta clase de problemas, por lo que la teoría deberá aplicarse siempre acompañada de una buena dosis de criterio empírico, fundado en experiencia precedente.

El tiempo de asentamiento es, naturalmente, aun más incierto. Como se ha señalado, su valuación puede ser de mucho interés práctico, por las relaciones entre la evolución de los asentamientos de la estructura y la de sus terraplenes de acceso, que fundamentan muchos criterios de decisión. Este es otro caso en que los resultados de cualquier cálculo deben ir acompañados de toda la experiencia previa de que pueda disponerse.

3) *Cimentaciones en arcillas fisuradas*

Frecuentemente, por procesos sufridos a lo largo de su historia geológica por arcillas depositadas o como consecuencia de la herencia natural, en las arcillas residuales, estos materiales suelen presentarse con su estructura masiva surcada por multitud de fi-

suras, siguiendo una o más direcciones predominantes. Cuando el fisuramiento es muy próximo, se tiene la dificultad práctica de no poderse labrar los especímenes necesarios para la realización de las pruebas de resistencia al esfuerzo cortante. Además, aun logrando la muestra, los resultados de la prueba serían de interpretación dudosa, obteniéndose en ellas resistencias menores que la resistencia *in situ*. En pruebas de compresión simple sería máximo el error obtenido, pero aun en pruebas triaxiales el efecto sería notorio, pues las fisuras producirían planos de debilitamiento que influenciarían los resultados, a no ser que se usasen presiones de cámara muy elevadas. Las pruebas con veleta podrían ser preferibles en tanto se tratase con arcillas más o menos blandas, con un tipo de comportamiento adecuado, pero es común que las arcillas fisuradas, sobre todo las residuales presenten tipos de falla frágil, ante los que los resultados de la prueba carecen de sentido.

Quizá el mejor recurso para valuar la resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas fisuradas para fines de cálculo de una cimentación superficial, sea el realizar pruebas de carga con placa directamente sobre el terreno. El método consiste en cargar el terreno con una placa de 50 cm de lado o diámetro, hasta la falla. Considerando la carga de falla como la capacidad de carga última, es posible, operando a la inversa una fórmula del tipo de la (8-11), obtener el valor del parámetro c_u .

Una vez determinado este valor, con las arcillas fisuradas se puede proceder como con las homogéneas; existe la salvaguarda de que la resistencia así obtenida no puede considerarse para los análisis de estabilidad de los taludes de la excavación.

4) *Cimentaciones en limos y loes*

Los limos, desde el punto de vista de su capacidad para sustentar cimentaciones superficiales, han de considerarse en dos tipos bien diferenciados: los plásticos y los no plásticos. El comportamiento mecánico de los primeros se asemeja al de las arcillas, generalmente de plasticidad baja o media; el de los segundos es similar al de las arenas finas. Los limos plásticos deben su plasticidad a un porcentaje de partículas de forma laminar o a su contenido de materia orgánica. El polvo de roca es el típico ejemplo de un limo no plástico.

En las obras conectadas con la tecnología de las vías terrestres es común utilizar la prueba de penetración estándar para determinar la consistencia de los limos; se considera que si el número de golpes en la prueba es menor que 10, los limos son sueltos o suaves e inadecuados para soportar cimientos. Si N es mayor que tal límite se acepta que el material puede servir para los efectos que se comentan y su capacidad de carga puede calcularse con los métodos indicados para las arenas o las arcillas, según sea el caso.

En el caso de limos plásticos normalmente consolidados, situados bajo el nivel freático, los asentamientos pueden constituir un problema comparable al de las arcillas; su cálculo puede hacerse también a partir de la teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi, con base en las correspondientes pruebas de laboratorio.

En limos sueltos o suaves no adecuados para soportar cimientos puede recurrirse al empleo de cimentaciones compensadas o a cimentaciones profundas.

La resistencia al esfuerzo cortante de muchos limos es debida, además de a la fricción entre las partículas a algo de "cohesión" producida, por ejemplo, por un cementante. Las pruebas triaxiales deben verse como la mejor manera de determinar la resistencia al esfuerzo cortante. La prueba de la velería puede dar muy buenos resultados en limos plásticos bajo el nivel freático. La prueba de compresión simple a veces proporciona valores muy exagerados de la cohesión del material, a causa de la compresión existente entre las partículas por presión capilar del agua, que equivale a un confinamiento de importancia y que, por lo tanto, es una resistencia debida a la fricción. Algunos especialistas gustan repetir esta prueba con especímenes sumergidos en agua; si la diferencia de resistencia es muy grande con respecto a la condición natural o si el espécimen se derrumba, habrá quedado establecido que lo que aparentaba ser cohesivo es, en realidad, resistencia por fricción debida a la tensión capilar.

El loes es un material generalmente limoso, formado por depósito eólico y con sus partículas frecuentemente ligadas por un cementante. Es común que el mecanismo de deposición determine una estructura relativamente abierta, similar a la pánaloide y con relaciones de vacíos relativamente altas.

La característica fundamental de los depósitos de loes desde el punto de vista de su capacidad para sostener un cimiento es su poca uniformidad, que hace que la resistencia pueda variar mucho en distancias o profundidades pequeñas. La prueba de penetración estándar es muy útil para verificar esa uniformidad, pero en cambio puede dar valores bajos de la resistencia porque la peculiar estructura del material facilita la penetración del muestreador. En general, el loes es un material en el que las pruebas de carga pudieran resultar muy útiles, dosificándolas con criterio, de acuerdo con la uniformidad del depósito.

Los loes generalmente no están saturados y cuando llegan a saturarse, su cementante se ablanda o se disuelve, perdiendo el conjunto su cohesión. En estas condiciones, la estructura puede sufrir un colapso por asentamiento brusco. La elevación del nivel freático, el riego, las fugas de agua en tuberías o la simple exposición a lluvias fuertes son elementos de saturación comunes que deben evitarse.

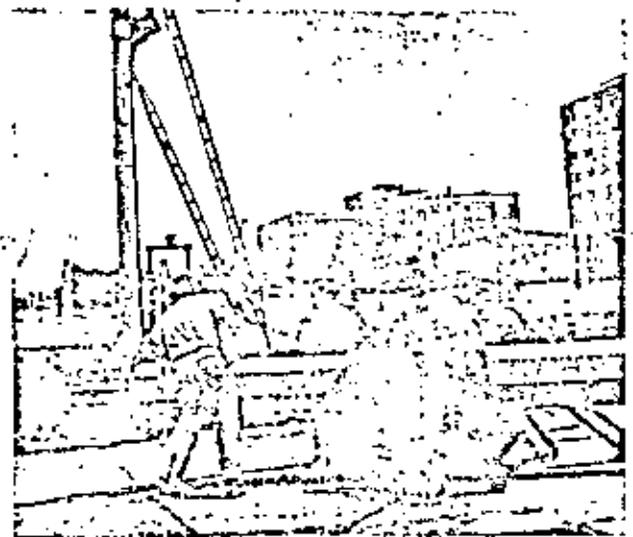
B. Cimentaciones piloteadas

1) Pilotes hincados al golpe

Se consideran los pilotes prefabricados que se hincan en el terreno por medio de golpes dados por el martillo de una piloteadora o por un martinete. En la práctica mexicana éstos son, con mucho, los más utilizados en problemas conectados con las vías terrestres; generalmente se fabrican de concreto, con sección cuadrada de 30 a 50 cm de lado, pero también se utilizan de acero, usualmente de sección tubular o H.

Ya se ha insistido suficientemente sobre las fórmulas disponibles para el cálculo de la capacidad de carga. La correcta aplicación de éstas suele quedar en la práctica muy ligada al buen resultado que se obtenga del programa previo de exploración de suelos; parece ser que nunca se insistirá bastante sobre la necesidad de realizar éste con la acuciosidad debida. Los pilotes de punta, en especial, se apoyan en un manto resistente cuyo espesor y características han de ser cuidadosamente reconocidos, pues cambios locales de ellos han sido causa de numerosas fallas.

Algunas veces se ha dicho erróneamente que un pilote de punta es un elemento estructural que trabaja como una columna, transfiriendo la carga de su cabeza a la punta, apoyada en un suelo resistente o en roca. Esta idea lleva a diseñar a los pilotes de manera que sus esfuerzos no sobrepasen a los que se tendrían en una columna del mismo material, mismas dimensiones y sujeta a la misma carga axial. Sin embargo, la experiencia ha demostrado que las fallas propiamente estructurales en los pilotes son tan raras (Ref. 96), que no deben ser consideradas como un evento posible en el diseño. Tanto la teoría como la experiencia han demostrado que no puede presentarse pandeo por falta de confinamiento lateral, aun en los pilotes hincados en los suelos más blandos. Los



Hincado de pilotes.

esfuerzos de manejo previo al hincado, si pueden jugar un papel importante en el diseño de los pilotes, especialmente los esfuerzos de izado en los elementos de concreto pretensado.

Así, la capacidad de carga de un pilote de punta depende exclusivamente de las características del suelo en el que se apoya y del área de su sección recta.

Antiguamente era costumbre hincar los pilotes hasta que ya no era posible introducirlos a mayor profundidad bajo los golpes de un martillo autorizado por la práctica. Este criterio era conocido como criterio de rechazo para la hincada de los pilotes. Considerando así, como fundamental para definir el desplante del conjunto de los pilotes de una cimentación, este criterio es muy defectuoso y puede inducir a graves errores de trascendencia. Considérese, por ejemplo, el caso de la Fig. VIII-56 (Ref. 1), que se presenta como ilustrativo de una gran variedad de situaciones imposibles de individualizar.

En la figura se señalan con un rayado lentes de materiales resistentes a los que se supone capacidad para producir rechazo en los pilotes que se apoyan en ellos. Siendo la distribución de estos lentes irregular, los pilotes del conjunto quedarán a diferentes profundidades, con la consecuencia a lo largo del tiempo de que los pilotes apoyados en la roca permanecerán totalmente fijos, en tanto que los apoyados en los lentes resistentes se asentarán de manera diferente unos de otros por ser distinto el espesor de material compresible que queda bajo cada lente. La estructura de la figura seguramente está destinada a sufrir daños por asentamientos diferenciales.

La máquina más comúnmente usada en la hincada es la pilotadora, cuyo esquema se presenta en la Fig. VIII-57 (Ref. 76). Consta de una grúa montada generalmente sobre cadenas, a cuya pluma se unen unas guías de canales de acero, sobre las que corre un martillo, que es el elemento que golpea al pilote y lo impulsa a penetrar en el terreno. El martillo es generalmente auto-impulsado y en tal caso el sistema necesita una fuente de energía, tal como una caldera de vapor, un compresor de aire, etcétera. El pilote se

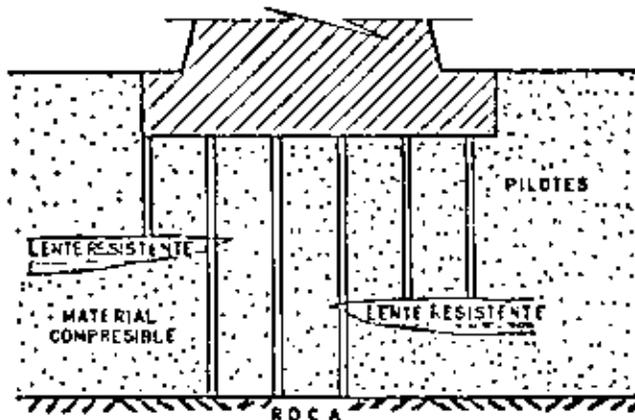
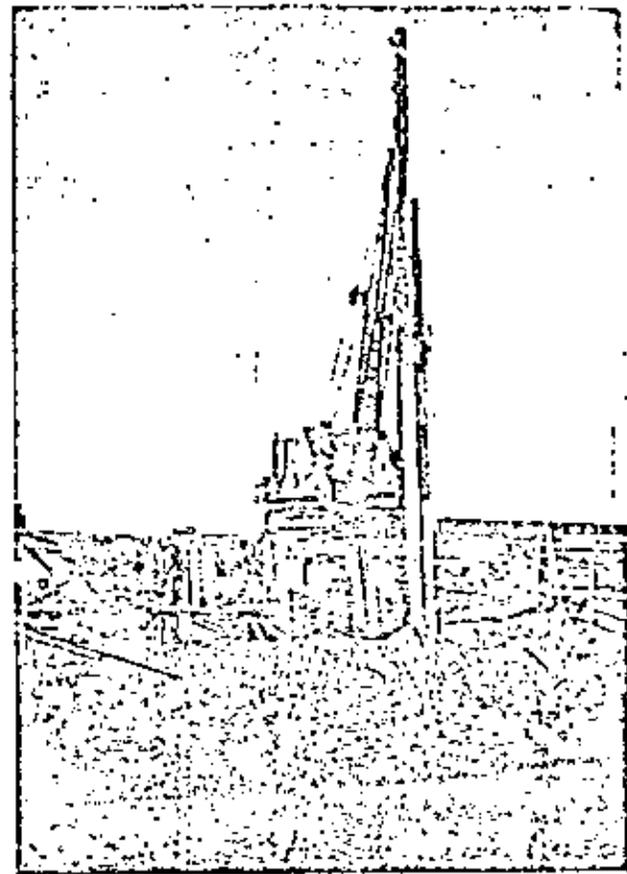


Figura VIII-56. Esquema que ilustra los peligros de hincado de pilotes al rechazo.



Hincada de un pilote para el estribo de un puente con pilotadora diesel de doble efecto. (Cortesía de CIESA).

coloca al extremo inferior de las guías y recibe directamente en su cabeza, muchas veces protegida por una pieza de acero con un amortiguador, el golpe del martillo, si bien es frecuente también colocar piezas deslizantes, llamadas seguidores, que soportan al pilote a la mitad o a las $\frac{2}{3}$ partes de su longitud.

El martillo más simple es una maza de caída libre, de 250 a 1,000 kg, que cae desde una altura comprendida entre 1.50 y 3.00 m. El martillo de simple efecto (Ref. 91), tiene su maza provista de un pistón y un cilindro. El vapor o el aire comprimido entran al cilindro y levantan la maza 60 ó 90 cm; después se da salida rápida al vapor y la maza cae sobre la cabeza del pilote. Estos martillos son de operación sencilla y fuertes, golpean a baja velocidad (60 a 75 golpes por minuto), pero con energía relativamente constante e igual al peso de la maza multiplicado por la altura de caída. La Fig. VIII-58a (Ref. 76) muestra un esquema de este dispositivo. Los principales problemas de operación pueden provenir de desajustes de la válvula de admisión del vapor o aire, que se reflejan en disminución de la velocidad de golpeo o en aumento de pérdidas por fricción.

En los martillos de doble efecto el vapor o el aire comprimido no sólo se usan para elevar la maza, sino también para impulsarla en su descenso. Se logra una acción mucho más rápida con 100 a 200 golpes

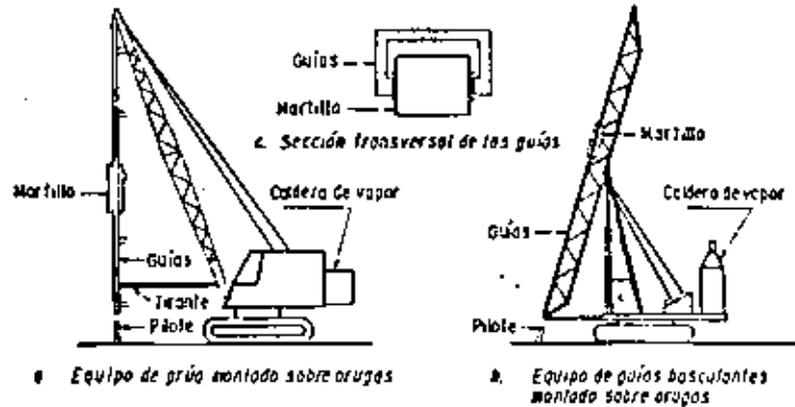
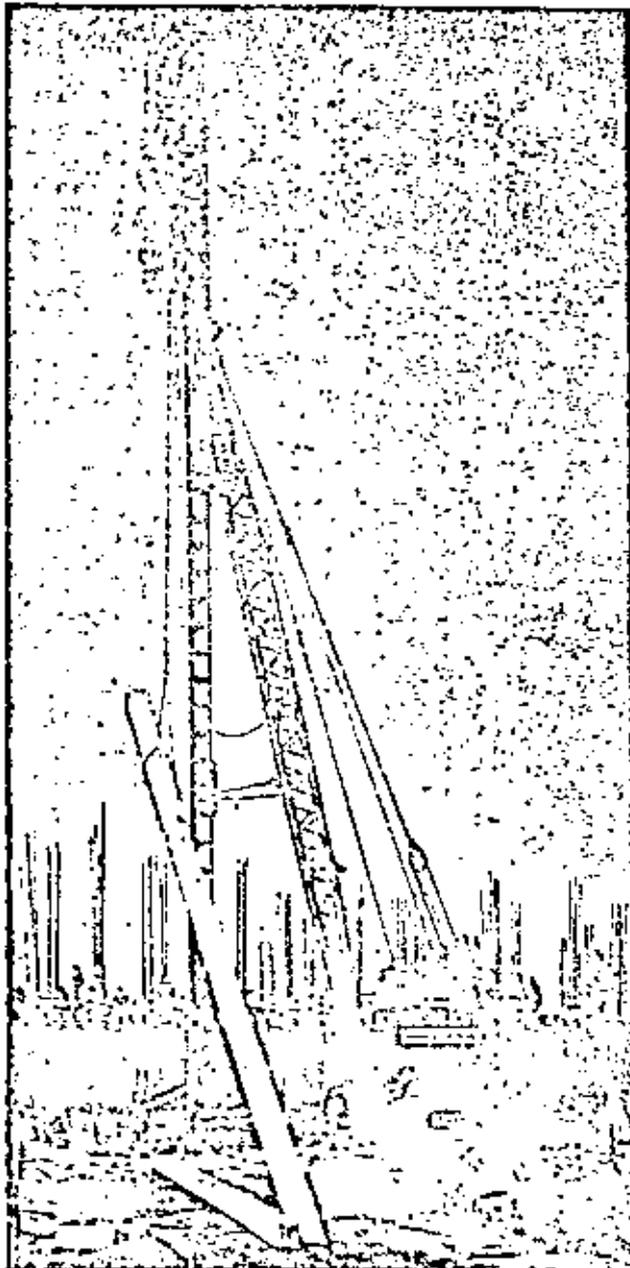


Figura VIII-57. Partes principales de un equipo para hincado de pilotes o martinetes.



Maniobras de hincado de pilotes. (Cortesía de CIESA).

por minuto, con lo que se reduce el tiempo de hincado y se facilita ésta en algunos materiales, tales como la arena suelta. El dispositivo se desajusta con cierta facilidad en las válvulas y se desgasta con cierta rapidez; por estas razones, la energía de sus golpes puede variar mucho si no se mantiene una inspección cuidadosa. La parte b de la Fig. VIII-58 muestra un martillo de doble efecto. Estos dispositivos se denominan diferenciales cuando el ciclo de vapor o aire que se usa para el ascenso de la maza es diferente del que se usa para el impulso en el descenso.

El martillo diferencial concilia las ventajas e inconvenientes de los de simple y doble efecto. Un martillo ideal será el que poseyendo gran maza, tenga a la vez una alta velocidad de operación, requisitos que en la práctica resultan contradictorios, no sólo por el requerimiento de potencia que se precisería para operar rápidamente una maza grande, sino también porque el aumento en la velocidad de golpeo va en contra de la eficiencia del golpe, cuando se usa el ciclo de un martillo de doble efecto. Así, un martillo de simple efecto tiene una maza pesada, pero opera con relativa lentitud, en tanto que uno de doble efecto es rápido, pero utiliza mazas ligeras. El particular uso de ciclos de vapor independientes permite al martillo un peso importante, sin mayor detrimento de la rapidez (Ref. 91).

Los martillos tipo diesel se componen de un cilindro provisto de un pistón de gran masa, que es la maza del dispositivo. La primera vez, la maza se eleva mecánicamente y se deja caer a la vez que se inyecta la mezcla para ignición en el interior del cilindro, con lo que comienza la operación diesel normal, pues en las sucesivas operaciones la maza se levanta por efecto de la explosión, que al mismo tiempo impulsa al cilindro hacia abajo, contra la cabeza del pilote. Los martinetes diesel se construyen cada vez de mayor tamaño, pero aun los modelos mayores resultan manejables por la ventaja que les da el llevar consigo la fuente productora de energía. La energía por golpe es alta en relación al peso y se desarrolla sobre todo por la velocidad de operación. Por otra parte la energía es variable con la resistencia que ofrece el pilote, siendo difícil valorarla en la obra.

La tabla VIII-8 (Refs. 55 y 76) resume las características principales de los martillos más comunes en la práctica.

La tabla VIII-9 (Ref. 61) es útil como norma tentativa de criterio en la selección de la energía que debe aplicar la pilotadora que se seleccione en un caso dado. Esta selección depende de muchos factores y condiciones específicas, de manera que poco es lo que se puede generalizar al respecto. En principio resulta conveniente, según sanciona la experiencia el uso de martillos grandes, cuyo peso total no sea menor que la mitad del peso total del pilote que se hincó y cuya energía sea por lo menos 0.30 kg-m por cada kilogramo de peso del pilote. La tabla pro-

porciona la energía con que debe seleccionarse la pilotadora, dependiendo del material que constituya al pilote, del suelo que haya de atravesarse y de las condiciones generales de hincado. Se dan energías para hincar elementos de diferentes pesos, según se detalla.

En los últimos 30 años se ha venido experimentando la hincada de pilotes por vibración (Ref. 91), utilizándose vibradores de baja frecuencia (5 a 35 ciclos por segundo). La vibración tiende a reducir la fricción entre pilote y suelo. En algunos terrenos, la eficiencia del sistema es muy elevada, pero en términos generales puede decirse que falta investigación al respecto, si bien lo que hasta el momento revela la

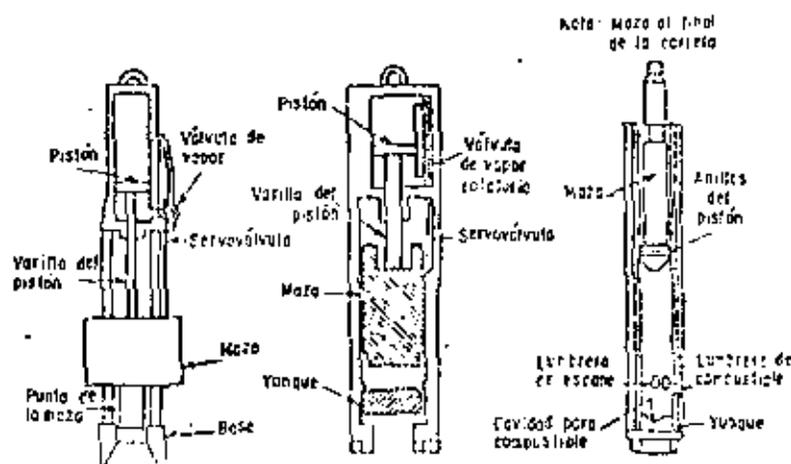


Figura VIII-5B. Esquemas de la construcción de los martillos de vapor para la hincada de pilotes.

a. Esquema de un martillo de vapor efecto, tipo abierto

b. Esquema de un martillo de vapor efecto, tipo cerrado

c. Esquema de un martillo diesel sencillo

TABLA VIII-8

Principales características de los martillos más usuales

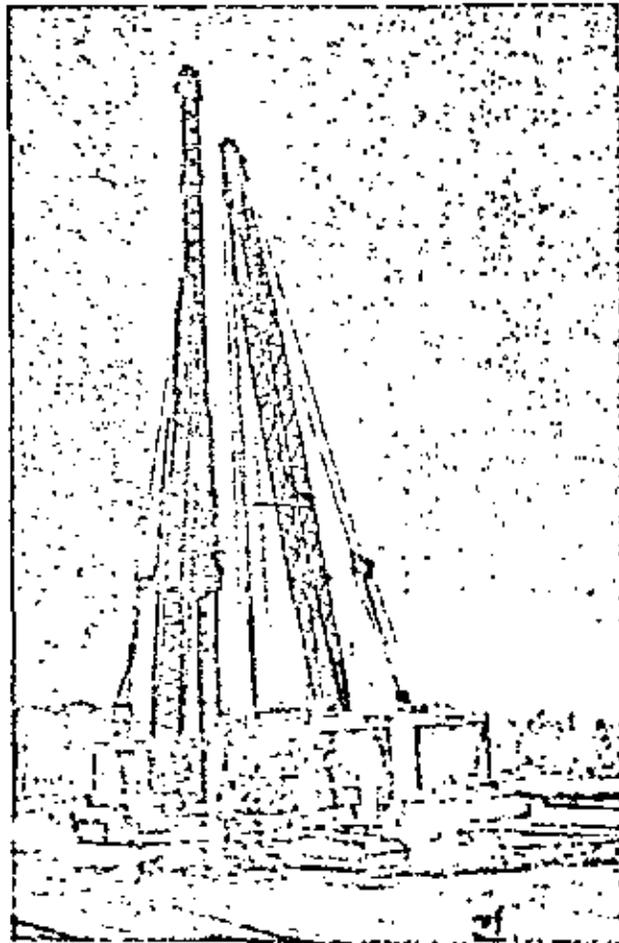
Martillo	Tipo	Maza		Carrera		Energía/golpe		Golpes por Min.
		lb	kg	plg	cm	lb-p	kg-m	
Vulcan 2	Simple efecto	3,000	1,360	29	74	7,120	1,055	70
Vulcan 1	Simple efecto	5,000	2,270	36	91	15,100	2,075	60
Vulcan 0	Simple efecto	7,500	3,400	30	99	24,875	3,370	50
McKiernan-Terry 5-3	Simple efecto	3,000	1,360	36	91	9,000	1,245	65
McKiernan-Terry 5-5	Simple efecto	5,000	2,270	39	99	16,250	2,250	60
McKiernan-Terry 9B3	Doble efecto	1,600	725	—	—	8,700	1,205	145
McKiernan-Terry 11B3	Doble efecto	3,000	2,270	—	—	19,150	2,650	95
McKiernan-Terry C-5	Diferencial	5,000	2,270	—	—	16,000	2,210	100
McKiernan-Terry S-14	Simple efecto	14,000	6,360	32	81	57,500	5,165	60
Vulcan 50C	Diferencial	5,000	2,270	—	—	15,100	2,015	120
Vulcan 65C	Diferencial	6,500	3,030	—	—	19,700	2,685	117
Vulcan 80C	Diferencial	8,000	3,630	—	—	24,450	3,330	111
McKiernan-Terry DI20	Diesel	2,000	910	113*	287	19,700*	2,680	48*
McKiernan-Terry DE40	Diesel	4,000	1,820	129*	328	43,000*	5,845	48*
Link Belt 520	Diesel (DA)	5,000	2,270	—	—	34,000*	4,150	40*
Raymond de 65 C11	Hidráulico	6,500	2,960	—	—	19,500	2,695	150*
Delmag D5	Diesel	1,100	500	—	—	9,700	1,300	42-60
Delmag D12	Diesel	2,750	1,250	—	—	27,200	3,100	42-60
Delmag D22	Diesel	4,850	2,200	—	—	39,700	5,180	42-60
Delmag D41	Diesel	8,810	4,000	—	—	72,300	9,940	46-70

* Energía máxima para carrera máxima y velocidad mínima.

TABLA VIII-9

Norma tentativa de criterio para la selección de la energía de la pilotadora a utilizar

Longitud del pilote	Profundidad de penetración en el terreno	Tablestaca metálica			Pilotes de madera		Pilotes de concreto	
		Ligera	Media	Pesada	Ligera	Pesada	Ligera	Pesada
m	m	kg m/golpe			kg m/golpe		kg m/golpe	
1. Hincado a través de arena, grava suelta y suelos sin gran consistencia								
8	50	140-250	140-250	250-550	500-550	500-1,000	1,000-1,250	1,250-2,100
	100	140-500	250-500	250-550	500-1,000	500-1,250	1,000-1,250	1,250-2,100
16	50	250-500	250-500	500-550	500-1,250	1,000-1,250	1,250-2,100	1,850-3,500
	100	500-500	500-550	500-1,050	1,000-1,250	1,000-2,000	1,850-2,100	2,100-3,500
25	50	—	500-1,050	500-1,250	—	1,850-2,000	—	2,700-5,000
	100	—	—	500-1,250	—	2,000-2,700	—	2,700-5,000
2. Hincado a través de arcillas duras o suelos muy consistentes								
8	50	250-350	250-350	250-600	1,000-1,250	1,000-1,250	1,000-1,250	1,250-2,100
	100	250-500	250-500	250-600	1,000-1,250	1,000-1,250	1,000-2,100	1,850-2,100
16	50	250-600	500-600	500-1,250	1,000-2,100	1,000-2,100	1,850-2,100	1,850-3,500
	100	—	500-1,250	500-1,850	—	1,850-2,100	—	2,700-5,000
25	50	—	500-1,250	500-1,850	—	1,850-2,100	—	2,700-5,000
	100	—	—	1,050-2,700	—	3,100-3,500	—	2,700-5,000
Peso del pilote por m. l. (kg)		50	45	60	45	50	220	600



Hinca con pilotadora diesel. (Cortesía de CHESA).

experiencia es que probablemente hará falta desarrollar vibradores de mayor potencia y peso que los que hasta el momento están en uso.

Aún más reciente (Ref. 91) es el uso de vibradores de alta frecuencia (40 a 150 ciclos por segundo). Estos vibradores tienden a hacer vibrar al pilote con su frecuencia natural, lo que reduce la amortiguación en el elemento y aumenta mucho la energía transmitida por el pilote al terreno. Se reconoce que por este sistema podrá en el futuro aumentarse mucho la eficiencia del hincado y la velocidad de los trabajos.

Los pilotes hincados tienen como principal ventaja el poder transmitir permanentemente el nivel de carga de proyecto, pero requieren espacio de almacenamiento, refuerzo especial por manejo, un proceso complicado de fabricación y el empleo de un estorbooso equipo de hincado. Además, aun realizando la exploración de suelos con un nivel de acuciosidad conveniente, no es raro que se presenten sorpresas durante el hincado, que compliquen mucho la operación o la imposibiliten. Las principales causas de problemas provienen de cambios importantes y no previstos en la consistencia de los suelos o la presencia de hules, formaciones potentes de grava muy compacta u otros obstáculos.

Muchos de los inconvenientes de los pilotes hincados pueden hacerse a un lado con el uso de pilotes colados en el lugar, de los que se hablará muy brevemente en páginas posteriores.

La mayoría de los pilotes hincados que se utilizan en la tecnología de las vías terrestres son de concreto, de sección circular o cuadrada y con an-

chos que oscilan entre 30 y 50 cm. Actualmente no es raro ver pilotes de mucho mayor ancho en puentes de grandes claros, pero suelen exigir piloteadoras especiales, del tipo Brauto o similares; en estas condiciones se puede llegar a secciones transversales de 1 ó 1.20 m. Los pilotes de acero se utilizan cuando se desea tener una alta capacidad de carga, cuando han de ser hincados a través de estratos duros o compactos o de estratos con boleos o cuando se desea desplazar un pequeño volumen de suelo durante la hincada; tienen la ventaja adicional de soportar un trazo rudo antes del hincado. Sus principales desventajas radican en la posibilidad de sufrir daños por corrosión o procesos electrolíticos, en su comparativamente menor efectividad como pilote de fricción y en su costo, comparativamente algo más alto.

Los pilotes hincados de concreto suelen tener sección uniforme o ser ligeramente cónicos; ya se dijo que los de acero son casi siempre de sección H o tubulares. El uso del pretensado en pilotes de concreto ha llegado a ser relativamente popular, pues esta técnica permite obtener la resistencia necesaria con paredes de espesor delgado y alma hueca. Estos pilotes ligeros aumentan la eficiencia de los procesos de hincado y facilitan la penetración, utilizando las piloteadoras normales; esta misma idea nos lleva a hacer huecos los pilotes de concreto armado convencional cuyo ancho sea suficiente para permitirlo (Ref. 92).

Los pilotes hincados al golpe constituyen un procedimiento de cimentación seguro, permanente y muy confiable cuando se aplican satisfaciendo, a la vez, las reglas de la Mecánica de Suelos ya mencionadas y las reglas del arte. En la práctica la mayor parte de los problemas relacionados con su uso provienen de las dificultades del hincado. Excluyendo el caso de la aparición de boleos u otros obstáculos que imposibilitan el hincado, pero que sería indisciplinable no detectar en la etapa de estudios, el hincado se dificulta cuando la consistencia del terreno por atravesar se va haciendo más dura (arcillas) o más compacta (arenas). Cuando la consistencia es suficientemente firme, el hincado se hace tan difícil que ya no resulta aconsejable utilizar este tipo de pilotes como elemento de cimentación. Ello ocurre en formaciones arenosas con más de 40 golpes en prueba de penetración estándar, sobre todo si, como es frecuente, la compactidad aumenta con la profundidad. En arcillas, el límite anterior quizá deba bajarse a 30 golpes.

La posibilidad de hincado depende mucho de la interacción de tres factores fundamentales: el pilote, la piloteadora y el suelo de cimentación (Ref. 93). La eficiencia de la piloteadora es esencial; aumenta con la energía del impacto, cuando disminuye el peso del pilote y cuando disminuye la masa de suelo que se moviliza con el pilote. En la misma Ref. 93 se demuestra que el solo hecho de cambiar de pilotes de concreto a pilotes de acero aumenta la eficiencia de hincado de una piloteadora dada en 20 ó 25 %;

lo anterior contribuye a explicar el éxito del empleo de pilotes de acero en terrenos difíciles.

El reducir la sección recta de un pilote de concreto aumenta la eficiencia del hincado al disminuir el peso del elemento, pero en la Ref. 93 se hace ver que este proceso es de interés para pilotes de longitud no mayor de 15 m. Para mayores longitudes decrementos relativamente importantes del peso del pilote se reflejan cada vez menos en la eficiencia del hincado; en estas longitudes grandes, cuando se prevea problema en la hincada, seguramente lo mejor es utilizar pilotes de acero o, por lo menos, pilotes mixtos de concreto y acero.

La perforación previa es un magnífico medio de disminuir el volumen de suelo movilizado por la hincada, aumentando así la eficiencia del hincado (Ref. 93). En pilotes de concreto, la perforación previa debe de hacerse con una dimensión transversal ligeramente menor que la del pilote, sobre todo si se espera un trabajo importante de la fricción lateral. Muchas veces la perforación previa resulta difícil porque la naturaleza del terreno no permite hacerla fácil y permanente.

Debe insistirse en la ventaja del uso de pilotes mixtos, de concreto y acero: el uso de una punta de acero de 1 ó 2 m de longitud y de sección H o de I ha rendido magníficos resultados en muchos terrenos difíciles.

El chiflonaje puede ser una magnífica ayuda para facilitar la hincada de los pilotes, removiendo el suelo en la punta y disminuyendo la fricción lateral en las paredes (Refs. 94 y 95). La Fig. VIII-59 muestra algunos arreglos típicos de las salidas de los chiflones en la cabeza de los pilotes.

Los chiflones se constituyen con una tubería de 5 ó 7 cm de diámetro, con un estrechamiento en la salida del orden de la mitad de tal dimensión. Para hincado a través de arenas debe preverse un gasto del orden de 1,000 litros por minuto y por pilote, con presiones del agua de 10 a 20 kg/cm²; en materiales más gruesos ambas cifras pueden crecer considerablemente. Los arreglos con un solo inyector en la punta del pilote son indeseables (Ref. 1), pues se tapan y, además, tienden a formar un tapon compacto bajo el pilote, dificultando el hincado. En el mejor arreglo, los chiflones deben estar dispuestos simétricamente en torno a la punta del pilote, para

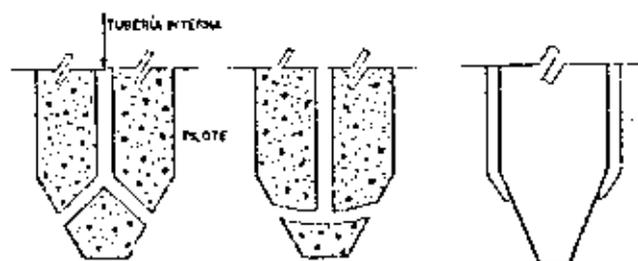


Figura VIII-59. Arreglos típicos para inyección de agua a presión para facilitar el hincado de pilotes.

evitar que éste se desvíe de la vertical y estar ligeramente dirigidos hacia arriba. Los tubos fuera del pilote se despegan fácilmente de éste y se desvían.

La operación de chiflonaje requiere la operación de una bomba, más las correspondientes conexiones, tuberías y boquillas. La tabla VIII-10 (Ref. 95) puede ser útil como norma de criterio para elegir el tipo de bomba conveniente; proporciona, en l/min, el gasto necesario según la presión que se desee y el diámetro de la boquilla del chiflón.

TABLA VIII-10

Gasto, en l/min, que es necesario disponer para operaciones de chiflonaje con tubería de 6.25 cm (2 1/2") y de 15 m de longitud

Presión en la bomba (kg/cm ²)	Diámetro de la boquilla (cm)				
	1.00	2.54	3.18	3.50	3.81
7	605	1,040	1,510	1,740	1,950
10	740	1,290	1,870	2,160	2,420
14	830	1,500	2,200	2,540	2,800

La tabla VIII-11, también extraída de la Referencia 95, proporciona una buena estimación de las pérdidas por fricción en el sistema de mangueras y tuberías entre la salida de la bomba y la boquilla del chiflón.

Los valores de la tabla VIII-11 son producto de la experiencia sobre todo y bastante menores que los que pueden calcularse por métodos teóricos (Ref. 98). Con el diámetro de la boquilla podrá estimarse en la tabla VIII-10 una combinación apropiada de gasto y presión para la bomba que haya de utilizarse. En rigor la tabla da tales datos para una tubería de chiflonaje de un diámetro específico, pero esto no es una seria limitación práctica, pues el valor que en la tabla se incluye es, por lo menos, muy parecido a los usados en los casos reales. También proporciona los datos para una longitud de tubería de chiflonaje precisamente de 15 m; otras longitudes

requerirán, o investigaciones especiales o ajustes a criterio.

Con la combinación de presión y gasto obtenidos de la tabla VIII-10, la tabla VIII-11 permitirá afinar la estimación de modo que a pesar de las pérdidas por fricción, la presión en la boquilla del chiflón sea la conveniente, previamente seleccionada. Las pérdidas por fricción aumentan cuando el diámetro de la tubería de chiflonaje disminuye y se hacen excesivas cuando ésta llega a 2.54 cm de diámetro.

El chiflonaje puede usarse tanto en arenas como en arcillas, aun cuando el uso en éstas sea menos extendido por la costumbre. En arcillas es mayor el peligro de tapamiento en la punta del chiflón y más difícil la eliminación del agua en la zona de la punta del pilote. La operación no es efectiva en grava gruesa o en roca.

La operación de inyección debe suspenderse cuando menos un metro por arriba del nivel de desplante definitivo del pilote, pues de otro modo se corre el peligro de aflojar el nivel de apoyo, disminuyendo la resistencia.

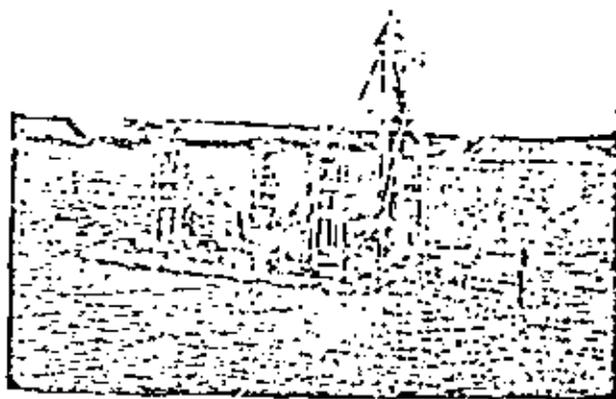
2) Pilotes colados en el lugar

Hay muchos tipos de pilotes que se construyen directamente en el lugar en que cumplirán su función. Su utilización en las estructuras de las vías terrestres no ha sido demasiado extensa en el pasado, pero es mayor cada día. Las Refs. 1, 76, 92 y 95 reseñan los principales tipos de pilotes de esta clase, muchos de los cuales son objeto de patente. Todos pueden encasillarse en dos grandes categorías: Los que se construyen con un forro metálico previamente hincado en el terreno y variado, que sirve de molde y que puede ser o no recuperable y los que se construyen por vertido directo del concreto en una perforación previamente ejecutada, en los que el concreto queda a fin de cuentas en contacto con el suelo. Los pilotes con forro se prefieren a veces por permitir una inspección detallada antes del vaciado del concreto y un control más cuidadoso de la colocación de este material; los pilotes sin ademe suelen ser

TABLA VIII-11

Pérdidas de presión por fricción en tuberías y mangueras

Diámetro de la tubería o manguera (cm)	Gastos del chiflonaje (l/min)								
	380	570	760	950	1,140	1,320	1,510	1,700	1,890
	Pérdida por fricción, por metro de desarrollo (kg/cm ²)								
5.08	0.011	0.022	0.040	0.062	0.088	—	—	—	—
6.35	0.002	0.005	0.008	0.013	0.019	0.025	0.034	0.042	0.053
7.62	—	0.001	0.002	0.004	0.005	0.007	0.010	0.013	0.015
8.89	—	—	—	0.001	0.002	0.002	0.003	0.004	0.005
10.16	—	—	—	—	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002



Equipo Benoto para construcción de pilotes de gran diámetro.

más baratos, pero su uso está limitado a formaciones de suelo en que las paredes de la excavación se mantengan debidamente.

3) Pilotes pre-esforzados

Se utilizan cada día más los pilotes hechos con concreto pre-esforzado debido al menor peso que se obtiene, con la correspondiente ventaja en la eficiencia del hincado al golpe (cuando éste es el sistema con el que se instalan), a su mayor facilidad para resistir operaciones de manipulación y de la propia línea y al hecho de que eliminan los agrietamientos que sufre el concreto convencional, lo que puede ser una ventaja importante en pilotes instalados en agua.

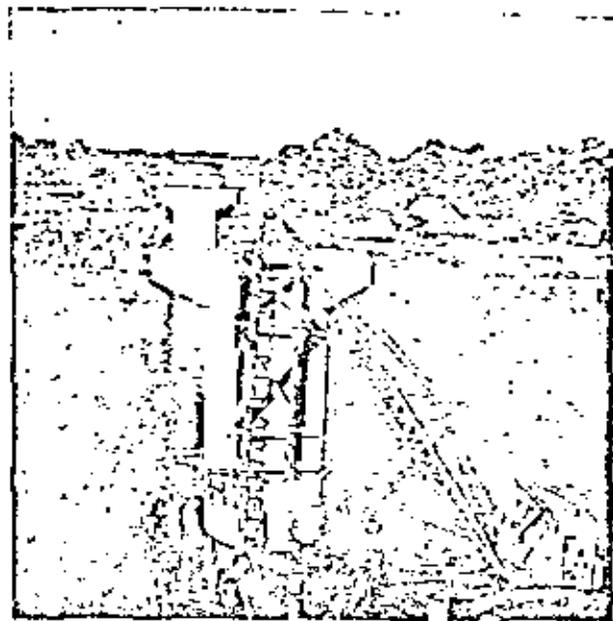
C. Cilindros y cajones de cimentación

Uno de los problemas importantes en la construcción de cilindros es el mantener el elemento en posición durante el descenso. Los distintos métodos para ello pueden agruparse en uno de los siguientes cuatro procedimientos generales:

- Se construye una estructura de apoyo pilotada.
- Se construye una serie de postes de amarre con pilotes o se forman verdaderas cámaras con tableros.
- Se realiza la construcción en una isla artificial.
- Se fija el elemento en posición con un conjunto de cables de acero anclados.

La elección del método particular a usar en cada caso depende del tamaño del cilindro, de si la construcción es en seco o en agua y, en este último caso, de la estabilidad del fondo de la corriente.

Como ya se dijo, la excavación se realiza extrayendo el material del interior del cilindro con cubara de almeja, draga u otra herramienta similar. El volumen extraído excede siempre al que se deduc



Construcción de la cimentación del puente Carrizales sobre cilindros.

ción de la parte embebida del cilindro, debido al inevitable flujo del suelo circundante hacia el fondo del cilindro; en suelos granulares puede llegar a haber un 100 % de diferencia por este concepto.

Resulta siempre conveniente disponer de buzos en la obra durante el hincado. Ellos pueden colocar con mucha eficiencia los explosivos en el fondo de la excavación cuando ésta encuentre materiales duros o cementados; también pueden ser de gran ayuda para remover boleos u otras obstrucciones.

Los cilindros sufren frecuentemente desviaciones de la vertical o de su posición en planta durante su hincado; cuando éstas exceden un valor estructuralmente permisible (a veces se dice que el centro geométrico de la sección del fondo puede desplazarse hasta 20 ó 30 cm sin causar problemas al funcionamiento estructural de un cimiento profundo) puede



Excavación lateral en un cilindro para restituir su verticalidad.

utilizarse alguno de los siguientes métodos correctivos:

- Excavar en el interior el lado más alto yendo ligeramente más adelante que en el lado que haya quedado más bajo, pero sin interrumpir la excavación en éste.
- Excavar en el exterior del lado que haya quedado más alto.
- Utilizar chillones en el lado que haya quedado más alto.
- Halar el cilindro por medio de cables y muer-tos en la dirección apropiada.
- Lastrar en el sentido conveniente. A veces el continuar con la construcción del cilindro del lado más alto, añadiendo peso del concreto es suficiente.

El colado de concreto bajo agua, para construir el tapón final, debe ser objeto de especial cuidado para evitar contaminación del concreto o segregación de sus agregados.

Los grandes cajones pueden construirse en dos casos, que obligan a adoptar técnicas diferentes: que exista o no tirante de agua en el lugar. Si no hay agua, el procedimiento de excavación es análogo al de un cilindro abierto. Si la hay, o bien puede llevarse flotando hasta la posición correcta un molde de acero, que constituirá la sección inferior del cajón o bien se recurre a la formación de una isla, generalmente de arena, lo que se logra aislando la zona de construcción previamente por medio de un tablista-



Construcción de un cilindro.

cado. Este método tiene la ventaja de ser relativamente poco afectado por las crecientes de la corriente en que se trabaja. La Fig. VIII-60 (Ref. 97) muestra esquemáticamente el desarrollo de este procedimiento constructivo.

Las dimensiones de la isla deben ser tales que proporcionen un área de trabajo conveniente y permitan el movimiento del necesario equipo de construcción.

VIII-12 CONTROL DE AGUA EN EXCAVACIONES

Uno de los problemas clave en la construcción de cimentaciones superficiales para las vías terrestres

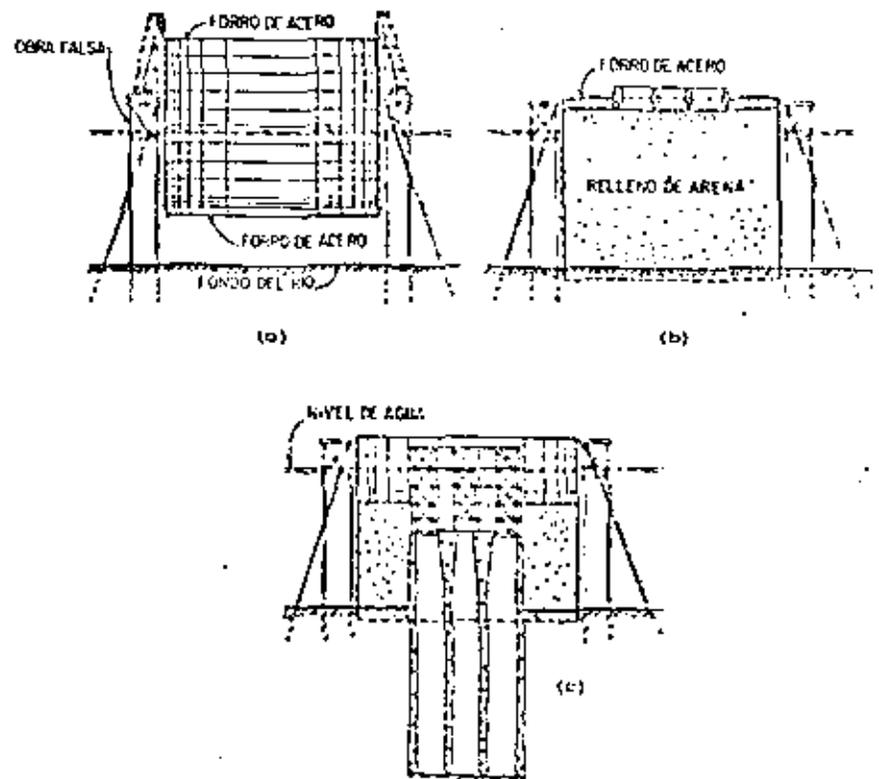


Figura VIII-60. El método de la "isla" para la hincada de cajones (Ref. 97).

es el del control de las infiltraciones de agua que puedan ocurrir hacia las excavaciones que se efectúen, cuando éstas se profundizan por abajo del nivel freático. Este es, además, uno de los problemas menos estudiados en los proyectos normales, por lo que no es raro que plantee difíciles situaciones no previstas, en el momento de la construcción.

Desde luego es cierto que muchos puentes de las obras viales, por su magnitud o condiciones del subsuelo, no ameritan la realización de los estudios previos que es preciso hacer si se desea definir el problema de las infiltraciones hacia las excavaciones profundas. En tales casos, un empleo juicioso de la experiencia precedente, ajustada según la obra avanza, marca de la mejor manera la pauta a seguir. Pero también es cierto que el descuido o desinterés por este tipo de problemas ha ido, sin duda, demasiado lejos y que esta actitud repercute con frecuencia en forma muy desfavorable en los costos de las grandes excavaciones de los puentes importantes o aun en las de menores dimensiones de los pequeños, cuando rebasan apreciablemente el nivel freático.

Cuando no se hacen estudios especiales, el control del agua se hace siempre con bombeo, empleándose generalmente para tal fin bombas centrífugas. En forma general, se procura utilizar el mínimo posible de unidades, sustituyéndolas por una que dé el mismo gasto que la combinación; la justificación del criterio radica en el conocido hecho de que el costo por metro cúbico de agua extraída es en forma gruesa inversamente proporcional a la capacidad de la bomba. También se vigila la altura de succión del equipo para que quede siempre dentro de los límites de operación; esto puede implicar en las excavaciones muy profundas la construcción de rampas o plataformas, debiéndose bajar las bombas a medida que la profundidad aumenta. En bombas de más de 15 cm de descarga deberá contarse con equipo adecuado para su movilización. Generalmente las bombas se colocan aguas abajo de la excavación, para evitar que el agua bombeada se filtre otra vez hacia la misma. El disponer de un equipo de bombeo emergente, para actuar en caso de descomposuras, puede evitar costosos contratiempos. En puentes de varios claros deberá procurarse siempre atacar varias excavaciones contiguas, para aumentar el rendimiento de los equipos y la efectividad de la operación en cada excavación, pues se producen con esta técnica superposiciones convenientes en las superficies de abatimiento del manto freático que son de ventaja general.

Es común construir un canal colector perimetral en el fondo de la excavación, con un cárcamo en la parte más baja en el que se produce la succión.

Es costumbre generalmente extendida en las prácticas de construcción, recubrir los taludes de las excavaciones sujetas a fuerte bombeo con piedra, costalera o algún otro material pesado equivalente. Se ha invocado para esta práctica la necesidad de impedir el arrastre de finos de la masa de suelo por las infil-

traciones; el lector que haya leído con atención las reflexiones en torno a los filtros y su efectividad, en el Capítulo correspondiente a Subdrenaje de esta obra, comprenderá seguramente lo dudoso del razonamiento anterior. Si alguna ventaja hay en recubrir las paredes de la excavación con fragmentos pesados será de carácter puramente mecánico o como norma protectora de la geometría de la excavación; sin embargo, no es fácil pensar que una medida como la anterior pueda tener una repercusión fundamental en la estabilidad de la excavación.

Cuando en los casos de la práctica en que no se hacen estudios especiales de filtración, se prevé al sentir que los problemas de bombeo van a ser muy graves, es común caer en soluciones de otra naturaleza, tales como el empleo de tablistacado, ataguas de diversos materiales, pozos punta de captación, etcétera. No hay que decir que si en el empleo de estas soluciones prevalece la misma falta de estudios previos, se estará expuesto a utilidades igualmente poco racionales de las diversas soluciones intentadas.

La experiencia demuestra sobradamente los inconvenientes de atacar los problemas de filtraciones en excavaciones profundas sin un enfoque racional; se llega generalmente a esquemas de bombeo imperfectos, cuya ineficiencia se traduce en peligros, trastornos a los programas y elevaciones del costo.

Para un tratamiento racional del problema suele ser requisito indispensable la determinación previa de la permeabilidad del suelo, pero este importante aspecto no es el único a cuidar. A continuación se presenta una relación de los conceptos que han de ser analizados para llegar a una formulación racional de un programa de control de infiltraciones de una excavación profunda (Ref. 99):

- Abatimiento del nivel de aguas freáticas y control del flujo hacia la excavación.
- Bombeo de la infiltración.
- Posibilidades de tubificación.
- Análisis de la estabilidad del fondo de la excavación.
- Análisis de la estabilidad de las paredes de la excavación.
- Expansión del fondo de la excavación.
- Asentamientos en zonas adyacentes a la excavación.
- Efecto de las lluvias.
- Interacción entre problemas de estabilidad y programas de trabajo (análisis de los tiempos en que la excavación permanecerá abierta).
- Influencia de los procedimientos constructivos en relación con los equipos de construcción disponibles.
- Análisis de costos.

De los anteriores, sólo se dará algo de atención en este lugar a los dos primeros conceptos; los restantes han sido tratados en las partes correspondien-

tes de esta misma obra o corresponden a aspectos que se consideran fuera del alcance de la misma, tal como es el caso de los análisis de costos o de los equipos de construcción.

En principio, el gasto de filtración a través de cualquier suelo hacia una excavación profunda podría determinarse con la teoría general del flujo de agua a través de los suelos (Refs. 100 y 101), con tal de conocer la permeabilidad de la formación. De ahí la importancia de tal determinación. En la práctica, sin embargo, las cosas pudieran no ser tan fáciles, pues es muy común que la heterogeneidad prevalente en los suelos que forman los cauces de los ríos haga dudosa una aplicación simple de la teoría del flujo de agua a través de los suelos, la cual suele implicar una hipótesis de homogeneidad. De todas formas, no cabe duda que una estimación de las condiciones de permeabilidad en el sitio es un requisito indispensable para la formulación de un estudio apropiado. Las pruebas de permeabilidad de laboratorio suelen considerarse poco representativas de la permeabilidad de las grandes masas de suelo en este tipo de problemas, de manera que existe una concordancia prácticamente universal en cuanto a la necesidad de realizar pruebas de permeabilidad de campo,



Cimbras metálicas para la pila de un puente, un elemento eficaz para ayudar al control de agua.

capaces de estimar las condiciones de infiltración en grandes masas de suelo *in situ*.

Las pruebas de permeabilidad de campo suelen realizarse con tres sistemas diferentes. O se hacen con base en zanjas simples o pozos a cielo abierto, o se hacen pruebas de bombeo, a veces complementados con pozos de observación o, como tercer procedimiento, se utilizan técnicas especiales, cuyo uso es poco frecuente en las vías terrestres, que emplean radioisótopos, materiales fluorescentes o radiactivos, etcétera.

Las pruebas en zanjas (Ref. 102) o pozos a cielo abierto consisten en términos generales en la excavación de una zanja con características geométricas definidas (Fig. VIII-61) y en la inyección de un gasto conocido en el interior de la zanja, con el cual deberá de mantenerse constante el nivel del agua durante el tiempo de la prueba; este gasto deberá expresarse en unidades de volumen por unidad de longitud de la zanja perpendicular al plano del papel. Las fórmulas aplicables a este caso son:

$$k = \frac{Q}{B + 2H} \quad (8-51)$$

$$\text{si } Y < \frac{1}{2}(H + 2B) \quad (\text{Fig. VIII-61})$$

y

$$k = \frac{Q}{B - 2H} \quad (8-52)$$

$$\text{si } Y > \frac{1}{2}(H + 2B) \quad (\text{Fig. VIII-61})$$

Una determinación tal como la que ha quedado someramente descrita involucra hipótesis de homogeneidad o isotropía de los suelos y de régimen establecido, las cuales suelen cumplirse en forma muy poco satisfactoria en la práctica. Ya se comentó que la homogeneidad es rara en las formaciones de cauce en los ríos y otro tanto puede decirse de la isotropía de los suelos, en general y de tales formaciones, en particular. Como consecuencia de lo anterior, más las incertidumbres introducidas por la técnica de prueba y los defectos de representatividad de mediciones en zanjas casi siempre poco profundas, los resultados de una prueba como la descrita suelen ser muy poco aproximados.

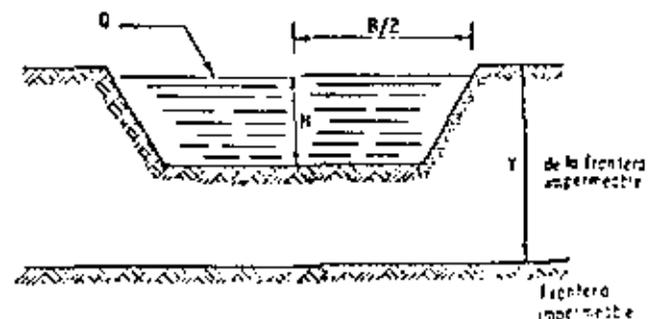


Figura VIII-61. Pruebas de permeabilidad en zanjas simples.

En ocasiones se realiza una prueba similar, pero utilizando dos zanjas paralelas (Fig. VIII-62), de geometría conocida, de una de las cuales se extrae un gasto tal que el nivel del agua se mantenga constante en ella, el cual se mide por cualquier procedimiento. Observando el nivel en que se estabilice el agua en la otra zanja, es posible estimar k de la red de flujo que se trace entre ambas excavaciones.

A una prueba como la ahora descrita se le pueden hacer, naturalmente, los mismos comentarios anotados atrás para las pruebas con una sola zanja. Los valores obtenidos para la permeabilidad son sólo tentativamente representativos de la masa de suelo comprendida entre las dos zanjas.

Dentro de las pruebas para determinar la permeabilidad con un solo pozo, de bombeo o de inyección, las más populares son las de tipo Lefranc, en las que se construye un pozo adomado, cuyo extremo inferior se deja libre o rodeado de tubo ranurado y se rellena de grava, en una longitud l (Fig. VIII-63). En el interior del pozo se inyecta (o se extrae) un gasto tal que mantenga constante el nivel del pozo durante el periodo de prueba.

Si H es la diferencia de altura del agua en el pozo y el nivel freático correspondiente a un gasto Q de inyección o extracción, el coeficiente de permeabilidad puede estimarse con una expresión del tipo:

$$k = c \frac{Q}{H} \quad (8-53)$$

La constante c , cuyas unidades son el recíproco de una longitud, puede expresarse como:

$$c = 0.366 \frac{\log \left[\frac{l + \sqrt{l^2 + D^2}}{D} \right]}{l} \quad (8-54)$$

Teniendo las letras el sentido que se aprecia en la Fig. VIII-63.

La Fig. VIII-64 proporciona un gráfico que permite calcular c en dos dimensiones muy usuales del

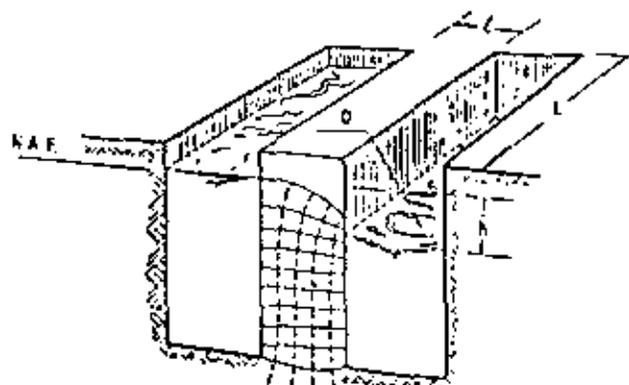


Figura VIII-62. Prueba de permeabilidad con dos zanjas paralelas.

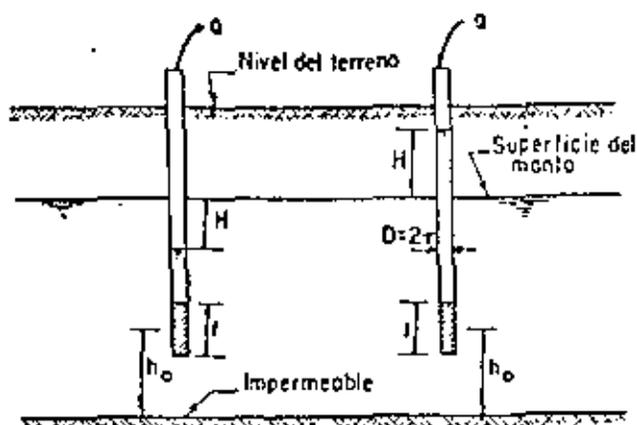


Figura VIII-63. Esquema de la prueba tipo Lefranc.

pozo. Este gráfico procede del Departamento Consultivo-Técnico de la Comisión Federal de Electricidad de México.

Una prueba de tipo Lefranc contiene también las hipótesis básicas de homogeneidad, isotropía y régimen establecido, por lo que su utilización debe ser hecha en forma cuidadosa.

Más elaboradas son las determinaciones a partir de una prueba de bombeo, con un pozo de bombeo y uno o dos pozos de observación. El Capítulo VII de la Ref. 100 contiene la teoría a aplicar, así como una descripción útil de la forma de llevar a cabo la prueba (Anexo VII-a). En la Ref. 103 puede verse también una presentación muy completa de la teoría que sustenta la prueba. Este tipo de determinaciones puede hacerse en dos variantes, sustentadas por dos teorías diferentes, según se trabaje con régimen establecido o con régimen no establecido; las referencias anteriores permiten manejar ambos casos.

En el caso de régimen establecido la fórmula a utilizar es del tipo:

$$k = \frac{2.3 q \log \frac{r_2}{r_1}}{\pi (h_1^2 - h_2^2)} \quad (8-55)$$

h_1 y r_1 son la altura del agua en el pozo de bombeo (sobre un estrato impermeable) y el radio de dicho pozo de bombeo, respectivamente. Los valores h_2 y r_2 son los análogos en un pozo de observación, hechas las medidas después de que el bombeo y el flujo se hayan estabilizado. Si se usan dos pozos de observación ambos pares de valores pueden referirse a ellos. Una prueba como la anterior continúa manteniendo la hipótesis de homogeneidad e isotropía en el suelo y supone que los pozos son del tipo de penetración total en un acuífero libre (Ref. 100).

La determinación del coeficiente de permeabilidad basada en pozos de bombeo es cara y únicamente puede considerarse como razonablemente segura cuando las hipótesis mencionadas se cumplen satisfactoriamente. En rigor, la teoría que las respalda

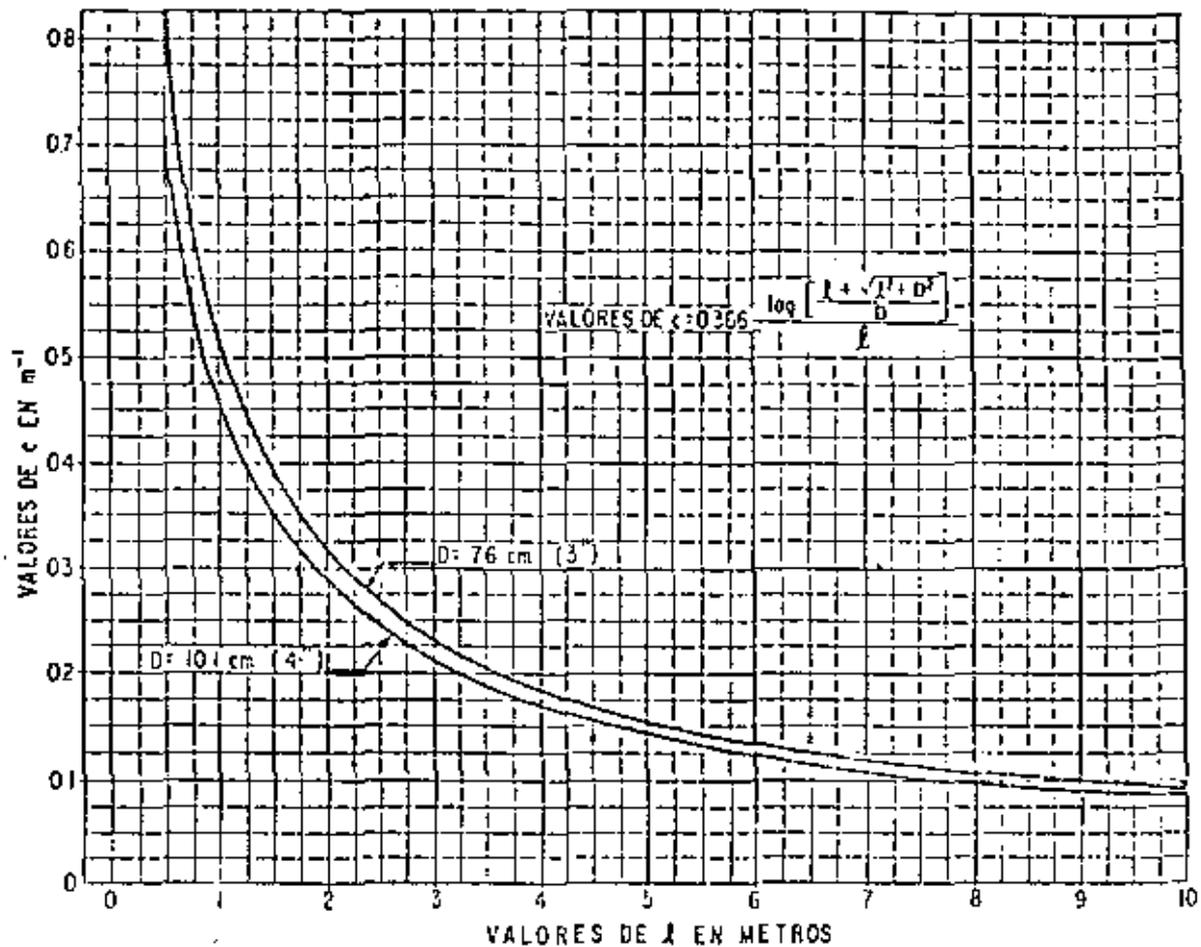


Figura VIII-64. Gráfica para determinar la constante e en una prueba tipo Lefranc.

supone válida la Teoría General de Dupuit y que el nivel del agua freática se extiende indefinidamente en todas direcciones más allá de la zona de bombeo.

Cuando se trabaja bajo la hipótesis de régimen no establecido se complica extraordinariamente la teoría que respalda la prueba (Refs. 100 y 103), pero el procedimiento de prueba es similar, por lo que no puede decirse que exista mayor complicación, si se dispone de las tablas y ábacos que eviten cálculos complicados (Ref. 103). A pesar de ello es dudoso que la tecnología de las vías terrestres justifique tales refinamientos. La principal razón que suele esgrimirse para utilizar pruebas de régimen no establecido, dejando a un lado una mejor representación de las condiciones naturales, que en principio existe, pero que a veces queda muy disminuida por las complejidades del problema específico que se ataca, sobre todo en lo referente a homogeneidad e isotropía, es el ahorro del tiempo que ha de bombearse hasta que las condiciones se establezcan lo suficiente como para que pueda hablarse de régimen establecido. Esta urgencia rara vez se presenta en los estudios conectados con puentes. Por estas razones, en la tecnología de las vías terrestres son mucho más populares las pruebas con la hipótesis de régimen establecido.

La Ref. 103 incluye también un análisis completo

de una prueba del U. S. Bureau of Reclamation (EE. UU.), bastante respaldada por la experiencia y que tiene la ventaja de no requerir ningún tipo de pozo de observación pudiendo hacerse con un solo pozo de diámetro pequeño.

Las Refs. 102 y la 100 contienen menciones bastante completas respecto a la utilización de pozos punta de captación y de electrosmosis. Ambas técnicas resultan en general demasiado refinadas y costosas para lo que usualmente se considera aceptable en las técnicas de las vías terrestres, por lo que su uso es

TABLA VIII-13

Coefficientes de permeabilidad típicos de varios suelos granulares

Suelo	$k \times 10^4, \frac{cm}{seg}$
Arena muy fina	50
Arena fina	200
Arena entre fina y media	500
Arena media	1,000
Arena entre media y gruesa	1,500
Arena gruesa y grava	3,000

un limitado en el control de agua en excavaciones para puentes.

La tabla VIII-13 (Ref. 102) presenta una relación de los valores supuestamente típicos de la permeabilidad de diversos suelos granulares, de los que suelen presentar problemas graves en excavaciones. Huelga decir que no puede hacerse otro uso de la tabla que no sea el de toser norma de criterio.

Anexo VIII-A

Problemas de cimentaciones

VIII-A.1 CIMENTACION CON ZAPATAS SUPERFICIALES

Determinar la capacidad de carga de los cimientos del puente mostrado en la Fig. VIII-A.1.1. La estratigrafía del subsuelo, la elevación del NAME y la probable socavación, aparecen indicados en la misma figura.

Solución:

Debido a que a 1.5 m de profundidad se encuentra un depósito de buenas propiedades mecánicas

(estrato 3), es conveniente que la cimentación de los apoyos del puente sea a base de zapatas corridas, desplantadas a una profundidad de 5 m.

Para obtener la capacidad de carga del suelo, en vista de que se trata de un material arcilloso, se empleará el criterio de Skempton.

$$q_u = cN_c + \gamma D_f \tag{8-14}$$

en donde:

- q_u = capacidad de carga última, en ton/m².
- γD_f = presión efectiva al nivel de desplante del cimiento = $0.5 \times 2 + 0.8 \times 1 = 1.8$ ton/m².
Nótese que para efecto de sobrecarga sólo se considera el suelo bajo la profundidad de socavación.
- γ = peso volumétrico, sumergido del suelo, en ton/m³.
- D_f = profundidad de desplante del cimiento = $5 - 2.50 = 2.5$ m (descontando una probable socavación).
- N_c = es un factor de capacidad de carga que depende de la relación D/B.
- $D = 1$ m (Fig. VIII-12).
- $B = 3$ m.
- $D/B = 1/3 = 0.33$; $N_c = 5.8$ (Fig. VIII-11).

Aplicando la Ec. 8-14, y aplicando un factor de seguridad FS de 3, se obtiene:

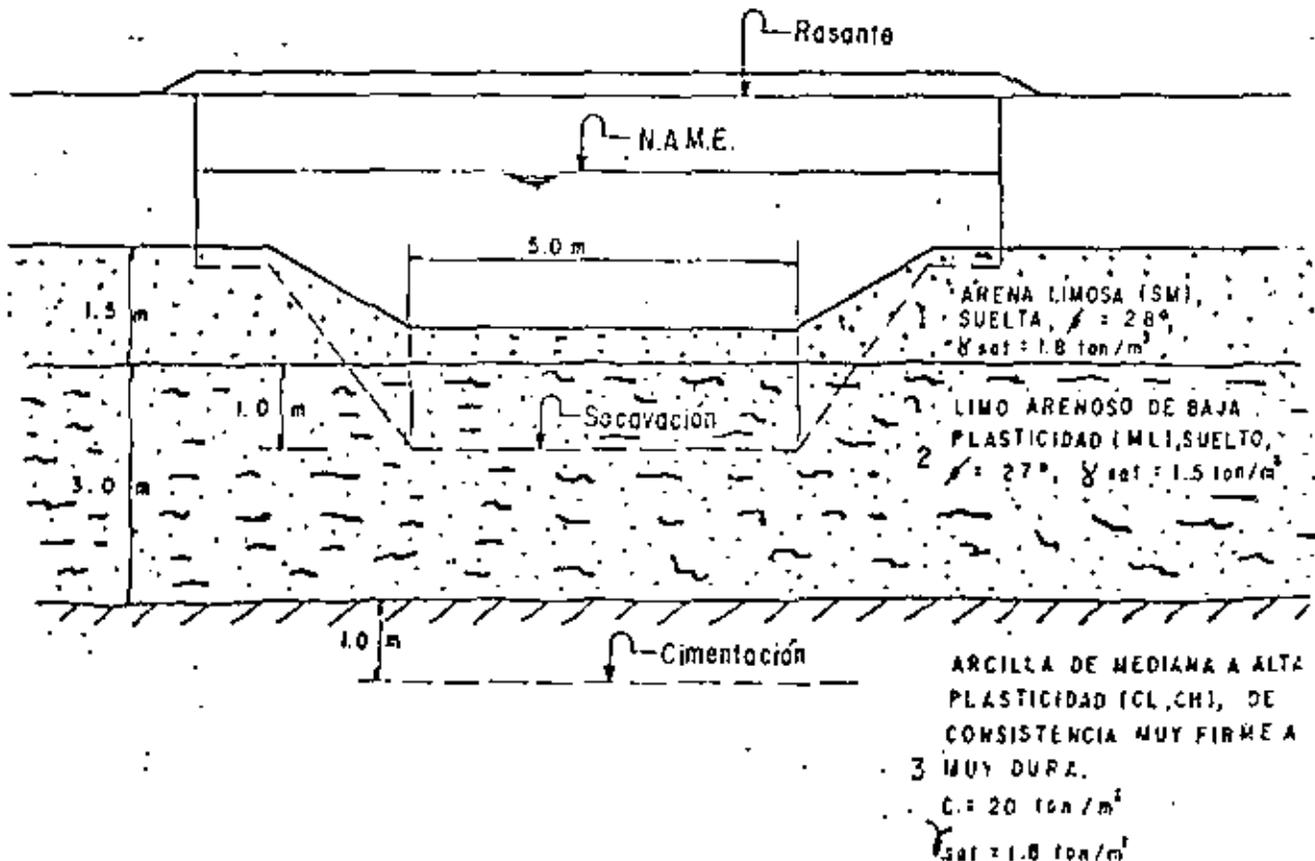


Figura VIII-A.1.1. Perfil de suelos.

$$q_s = \frac{cN_c}{FS} + \gamma D_f = \frac{20 \times 5.8}{3} + 1.8 = 40 \text{ ton/m}^2$$

siendo q_s la capacidad de carga admisible del suelo de cimentación.

Nota: Este problema es una cortesía del M. en I. Agustín Deméneghi Colina.

VIII-A.2 PROBLEMA DE CIMENTACIONES CON CILINDROS

Se desea obtener el tipo de cimentación adecuado y la capacidad de carga del suelo, para el puente mostrado en la Fig. VIII-A.2.1.

El perfil de la probable socavación general se indica en la misma figura, y también se calculó una posible socavación local en las pilas del orden de 2.4 m, en el estrato de arcilla de alta plasticidad. Se requiere una longitud mínima de empotramiento de pilas y cilindros del puente de 5 m, para que éste sea estable bajo la acción de sollicitaciones laterales.

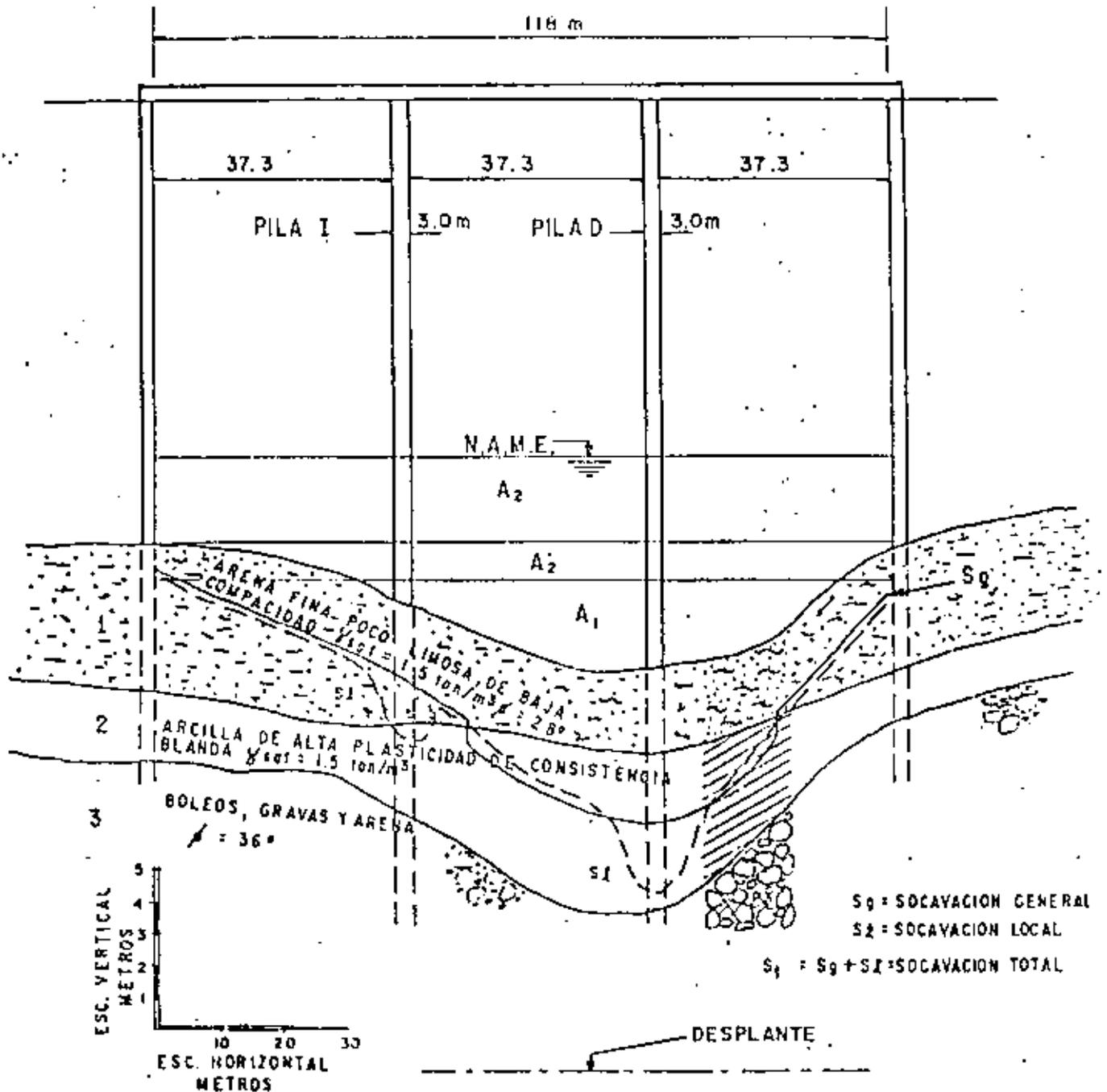


Figura VIII-A.2.1. Perfil en la zona de cruce.

Solución:

Los estratos 1 y 2 (Fig. VIII-A.2.1) no presentan buenas condiciones de apoyo, pues el estrato de arena fina es de baja compactación y se ve afectado por la socavación en el cauce, y el depósito de arcilla de alta plasticidad es de consistencia blanda y también está afectado por la socavación. En estas condiciones, es apropiado que la cimentación sea a base de cilindros apoyados en el manto formado por boleos, gravas y arenas (estrato 3), indicado en la Fig. VIII-A.2.1.

Para el cálculo de la capacidad de carga se emplearán los criterios de Terzaghi, Meyerhof y Balla. Se tantearán cilindros de 4.0 m de diámetro.

a) Método de Terzaghi

$$q_u = 1.3 cN_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma R N_\gamma \quad (8-6)$$

en donde:

q_u = capacidad de carga última, en ton/m².

c = cohesión del suelo = 0.

γ = peso volumétrico sumergido del suelo, en ton/m³.

D_f = profundidad de desplante = 12.8 - 5.6 = 7.2 m (descontando una probable socavación total de 5.6 m).

R = radio del cilindro = diámetro/2 = 4/2 = 2 m.

γD_f = presión efectiva al nivel de desplante del cimiento = 0.6 × 0.5 + 5.0 × 1.0 = 5.3 ton/m².

Se descuenta la socavación total.

N_c , N_q y N_γ son factores adimensionales que dependen del ángulo de fricción interna del suelo de cimentación.

Falla general.

Para $\phi = 36^\circ$, $N_c = 52$, $N_q = 50$ (Fig. VIII-6).

Sustituyendo valores en la Ec. 8-6:

$$q_u = 5.3 \times 52 + 0.6 \times 1.0 \times 2 \times 50 = 335.6 \text{ ton/m}^2.$$

q_a = capacidad de carga admisible = q_u/FS siendo FS = factor de seguridad = 3.

$$\therefore q_a = 335.6/3 = 112 \text{ ton/m}^2.$$

b) Método de Meyerhof

$$q_u = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (8-2)$$

Para obtener los valores de N_q y N_γ se tiene que calcular primeramente el valor de la longitud de empotramiento necesaria para que se desarrolle totalmente la superficie de falla de un cimiento profundo, la cual está dada por:

$$D = 4 \sqrt{N_\phi} B.$$

en donde:

$$N_\phi = \tan^2 (45^\circ + \phi/2) = \tan^2 (45^\circ + 36^\circ/2) = 3.852.$$

$$B = \text{ancho del cimiento} = 4 \text{ m.}$$

$$\therefore D = 4 \sqrt{3.852} \times 4 = 31.41 \text{ m.}$$

Interpolando proporcionalmente entre los valores de N_q y N_γ para cimientos superficiales y para pilotes (Fig. VIII-9), se obtienen los factores de capacidad de carga para una longitud de empotramiento de 5 m. Así resulta:

$$N_q = 66.$$

$$N_\gamma = 68.$$

Aplicando la Ec. 8-2:

$$q_u = 5.3 \times 66 + \frac{1}{2} 1.0 \times 4 \times 68 = 485.8 \text{ ton/m}^2.$$

$$q_a = q_u/FS = 485.8/3 = 162 \text{ ton/m}^2.$$

c) Método de Balla

$$q_u = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (8-17)$$

$$c = 0. \therefore 2c/B\gamma = 0.$$

D_f = longitud de empotramiento en el estrato de apoyo = 5 m; $B = 4$ m; $D_f/B = 5/4 = 1.25$;

$q = 4.7$ (Fig. VIII-15).

$$N_q = 45; N_\gamma = 165 \text{ (Fig. VIII-16).}$$

Aplicando la Ec. 8-17:

$$q_u = 5.3 \times 45 + \frac{1}{2} 1.0 \times 4 \times 165 = 668.5 \text{ ton/m}^2.$$

$$q_a = 190 \text{ ton/m}^2.$$

NOTA: Este problema es una cortésía del M. en I. Agustín Demtreghi Colina.

VIII-A.3 CIMENTACION CON PILOTES

Se desea construir un paso a desnivel en un sitio cuya estratigrafía es la mostrada en la Fig. VIII-A.3.1.

La carga total que transmite la estructura al nivel de la cimentación en el apoyo intermedio es de 645 ton. Se desea que la zapata de apoyo tenga dimensiones de 4.00 m × 13.00 m (52 m²).

Deberá analizarse la cimentación de la estructura utilizando:

- Pilotes de fricción en el primer estrato.
- Pilotes de punta apoyados en el estrato intermedio de arena limosa compacta.

Solución:

a) Pilotes de fricción

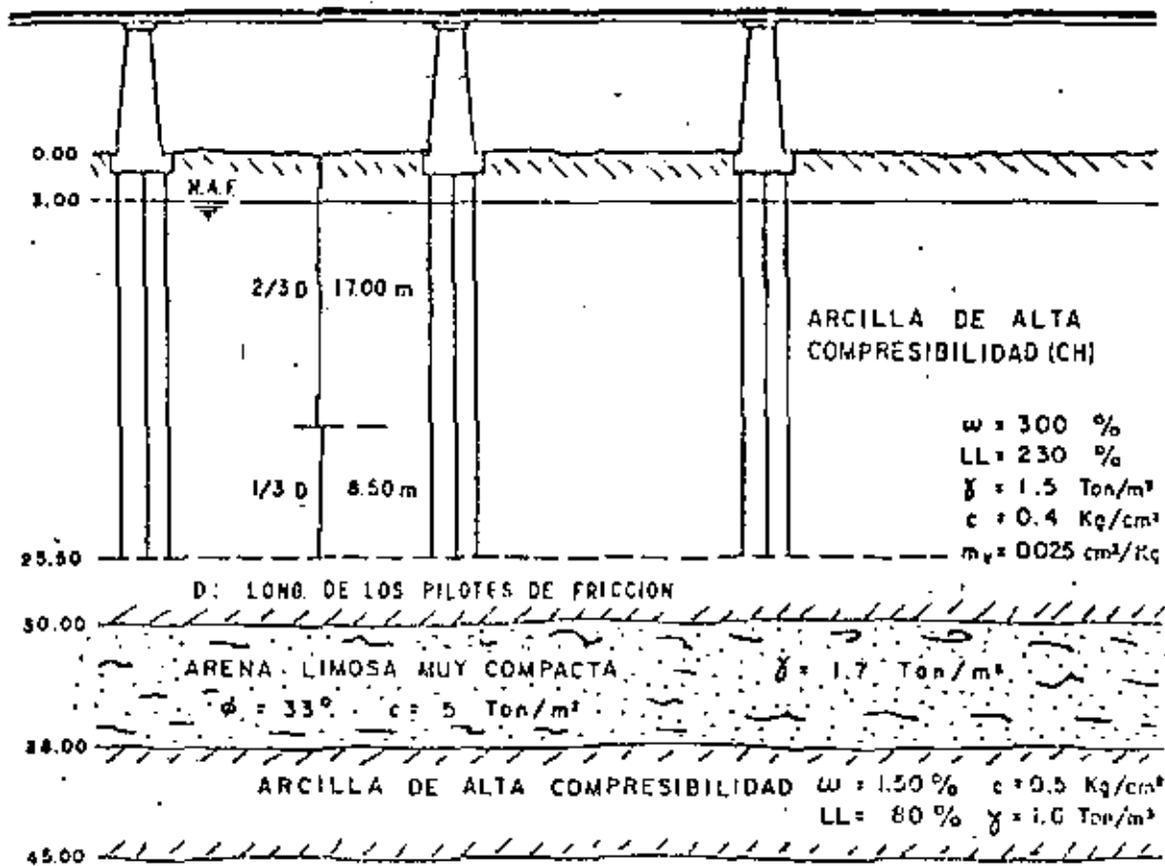


Figura VIII-A.3.1. Esquema operativo y perfil de suelos.

Se calculará la capacidad de carga de un pilote aislado.

$$q_{ad} = \frac{a}{F_s} \times p \times L \quad (8.50)$$

$a = \alpha c_u$

donde:

- q_{ad} = Capacidad de carga de trabajo, en ton.
- a = Adherencia entre pilotes y suelo.
- p = Perímetro de la sección recta del pilote, en m.
- L = Longitud efectiva del pilote, en m.
- α = Coeficiente que depende de la rugosidad de las paredes del pilote (según Tomlinson, Ref. 50).
- c_u = Cohesión del suelo, en ton/m².
- F_s = Factor de seguridad.

De la Fig. VIII-A.3.1, $c = 0.4 \text{ kg/cm}^2$; de acuerdo con la tabla VIII-5, $\alpha = 3.5 \text{ ton/m}^2$. Si se elige un $FS = 2$, resulta

$$\frac{a}{F_s} = \frac{3.5}{2} = 1.75 \text{ ton/m}^2$$

El espesor de suelo compresible, de acuerdo con la Fig. VIII-A.3.1 es de 30 m; se tomará como colchón compresible bajo la punta del pilote el 15%

del espesor total, o sea, 4.5 m; tomando en cuenta lo anterior, la longitud de los pilotes será de 25.5 m.

En las siguientes tablas se dan los valores de la capacidad de carga por adherencia para distintos perímetros de secciones rectas circulares y cuadradas, calculadas con la expresión para q_{ad} que figura atrás:

TABLA 1

$L = 25.2 \text{ m}$ Sección cuadrada			
Lado (m)	Perímetro (m)	Área lateral (m ²)	q_{ad} (ton)
0.25	1.00	25.5	44.5
0.30	1.20	30.6	53.6
0.35	1.40	35.7	62.5
0.40	1.60	40.8	71.4

Sección circular			
Diámetro (m)	Perímetro (m)	Área lateral (m ²)	q_{ad} (ton)
0.25	0.7854	20.0	35.0
0.30	0.94	24.0	42.1
0.35	1.10	28.0	49.3
0.40	1.26	32.0	56.3

Considérese un pilote de sección recta cuadrada de 0.30 m de lado.

El número de pilotes será:

$$N_p = \frac{\text{Carga total impuesta por la estructura}}{\text{Capacidad de carga del pilote}}$$

$$N_p = \frac{615}{53} = 13.$$

Analizando la capacidad de carga del grupo de pilotes, según la expresión (8-29):

$$Q_g = 2L(A + B)\gamma + 1.3c_u N_p A + B \quad (8-29)$$

como se trata de pilotes por adherencia el segundo término del segundo miembro no deberá considerarse en el análisis; en la expresión:

L , es la longitud del pilote.

A , es el ancho del área tomada por el grupo de pilotes.

B , es la longitud del área formada por el grupo de pilotes.

AB = área cubierta por el grupo de pilotes = 52 m².

γ , valor de adherencia en las paredes del bloque de suelo formado por el grupo de pilotes. Se toma igual a c_u en ton/m².

$$q_u = \frac{Q_g}{F_s} \quad \text{Si } F_s = 1.5.$$

$$q_u = \frac{2 \times 25.5(1 + 13)}{1.5} \times 4 = 2,312 \text{ ton.}$$

De acuerdo con la expresión (8-34):

$$n \cdot pL \times n \leq nPI.$$

$$3.5 \times 1.20 \times 25.5 \times 13 \leq 1,392 \text{ ton.}$$

$$1,392 < 2,312$$

∴ No existirá riesgo de falla del grupo de pilotes.

Cálculo de asentamientos

Para el cálculo se tomará en cuenta la técnica presentada por Terzaghi y Peck, suponiendo una losa imaginaria a $\frac{2}{3} D$, donde D es la profundidad de los pilotes dentro del suelo.

El esfuerzo a 6.5 m bajo ese nivel (centro del suelo que se considera compresible), se calculará según la siguiente expresión, supuesto que la influencia de la sobrecarga baja a 60°, como es usual:

$$\Delta p = \sigma_z = \frac{m \cdot B \cdot L}{(B + 2z \tan 30^\circ) (L + 2z \tan 30^\circ)}$$

donde:

B y L = dimensiones del área donde se colocan los pilotes.

m = sobrecarga impuesta en la superficie por la estructura (615 ton/52 m² = 12.4 ton/m²).

σ_z = esfuerzo a la profundidad $z = 6.5$ m.

$$\Delta p = \sigma_z = \frac{12.4 \times 4 \times 13}{(1 + 2 \times 6.5 \times 0.576) (13 + 2 \times 6.5 \times 0.576)}$$

$$= 2.73 \text{ ton/m}^2.$$

$$\Delta H = m_s \Delta p H.$$

$$= 0.025 \times 2.73 \times 13.00 = 0.89 \text{ m.}$$

h) Cálculo de capacidad de carga para pilotes de punta

Solución:

Se considerará que los pilotes estarán apoyados en el estrato resistente que aparece a partir de 30 m de profundidad.

Para el cálculo de la capacidad de carga se utilizará el criterio de Meyerhof (1963).

$$q_u = cN^c + \gamma D_f N^q \quad (8-11)$$

donde:

q_u = capacidad de carga última del pilote (ton/m²).

c = cohesión del material por debajo del desplante.

D_f = profundidad del pilote, m.

N^c, N^q = coeficientes de capacidad de carga que dependen del ángulo de fricción interna ϕ del material y del tipo y dimensiones de la cimentación.

De la Fig. VIII-9:

$$N^c = 600, N^q = 100.$$

Para aplicar dichos factores es necesario que la base del pilote penetre en el estrato considerado cuanto menos:

$$D = 4 \sqrt{N^q \phi} B.$$

donde:

D = Longitud que debe penetrar el pilote en el estrato de apoyo.

$$N^q \phi = \tan^2 (45^\circ + \phi/2).$$

B = ancho del pilote. (Sección cuadrada 30 x 30 cm).

$$N^q \phi = \tan^2 (45^\circ + \frac{33^\circ}{2}) = \tan^2 61.5^\circ = 3.4.$$

$$D = 4 \sqrt{3.4} \times 0.30 = 2.2 \text{ m.}$$

∴ Los pilotes deberán quedar desplazados a 32 m. El cálculo de γD_f ha de tomar en cuenta al N.A.F:

$$\gamma D_f = 1.5 \times 5 + 0.5 \times 27 + 2.00 \times 0.7 = 19.4 \text{ ton/m}^2.$$

$$q_u = 5 \times 600 + 19.4 \times 100 = 4,940 \text{ ton/m}^2.$$

La capacidad última del pilote será: 444.6 ton.
Considerando $F_s = 3$.

$$Q_{ad} = \frac{444.6}{3} = 148 \text{ ton.}$$

El número de pilotes será:

$$n = \frac{645}{148} = 5 \text{ pilotes en el apoyo central.}$$

Se repetirá el cálculo utilizando la teoría de Terzaghi. (Coeficientes N'):

$$q_c = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (18.2)$$

$$q_c = 5 \times 50 + 19.4 \times 30 + 0.35 \times 0.30 \times 30.$$

$$\therefore q_c = 250 + 582 + 3.15 = 835 \text{ ton/m}^2.$$

Resulta: $Q_c = 835 \times 0.09 = 75 \text{ ton/pilote (a la falla)}$.

La diferencia entre los resultados de Terzaghi y Meyerhof es notable.

NOTA: El presente problema es una cortesía del Ing. J. A. Mendoza Márquez.

REFERENCIAS

- Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo II. Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Cap. VII y IX. Ediciones de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, D. F., 1967.
- Ue, T. H. *Soil Mechanics*. Cap. B. Allyn and Bacon Inc. 1966.
- Vesic, A. S. *Análisis de la capacidad de carga de cimentaciones superficiales*. Revista Ingeniería. Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, D. F., 1973.
- De Mello, V. F. B. *Foundations of Buildings in Clay*. Resumen sobre el Estado del Arte. VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. México, D. F., 1969.
- Montrose, D. C. *Shallow Foundations*. State of Art Paper. Proc. of the Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures. Purdue University, Lafayette, Indiana, 1972.
- Terzaghi, K. *Theoretical Soil Mechanics*. Cap. VIII. John Wiley and Sons. 1946.
- Peck, R. B., Hanson, W. E. y Chamberlin, T. H. *Foundation Engineering*. John Wiley and Sons. 1957.
- Meyerhof, G. G. *The Ultimate Bearing Capacity of Foundations*. Geotechnique. Vol. II, Diciembre, 1951.
- Meyerhof, G. G. *Recherches sur la force portante des pieux*. Suppléments des Annaux du Institut du Bâtiment et Travaux Publics. Paris, marzo-abril, 1973.
- Meyerhof, G. G. *Influence of Roughness of Base and Groundwater Conditions on the Ultimate Bearing Capacity of Foundations*. Geotechnique. Vol. V, 1955.
- Meyerhof, G. G. *Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations*. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 1, N° 1, 1963.
- Skempton, A. W. *The Bearing Capacity of Clays*. Building Research Congress. The Institution of Civil Engineers. Dis. 1, Londres, 1951.

- Hansen, B. *A General Formula for Bearing Capacity*. The Danish Geotechnical Institute, Technical Bulletin N° 11, 1961.
- Hansen, B. *Note Concerning Geotechnical Institute Bulletin N° 1*. The Danish Geotechnical Institute, Technical Bulletin N° 21, 1966.
- Hansen, B. *A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity*. The Danish Geotechnical Institute, Technical Bulletin N° 28, 1963.
- Sowers, G. B. y Sowers, G. F. *Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones* (Trad.: José Menéndez, I. C.). Cap. 9. Ed. Limusa Wiley, México, D. F., 1970.
- Bezantsev, V. G., Khristoforov, V. S. y Gohlikov, V. V. *Load Bearing Capacity and Deformation of Pile Foundations*. Memorias del V Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Vol. II, París, 1961.
- Balla, A. *Bearing Capacity of Foundations*. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE. Vol. SM5-80, Octubre, 1962.
- Bowles, J. E. *Foundation Analysis and Design*. Cap. 2. The McGraw Hill Book Co. 1968.
- Feda, J. *Discussion of Balla's Bearing Capacity of Foundations*. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE. Vol. SM5-89, Mayo, 1968.
- Reddy, A. S. y Srinivasan, R. J. *Bearing Capacity of Footings on Layered Clays*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE. Vol. 93, N° SM2, Mayo, 1967.
- Davis, L. H. y Christian, J. T. *Bearing Capacity of Anisotropic Cohesive Soils*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE. Vol. 97, N° SM5, Mayo, 1971.
- Meyerhof, G. G. y Brown, J. D. *Experimental Study of Bearing Capacity in Layered Clays*. Memorias del VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Vol. II, México, D. F., 1969.
- Milović, D. M. *Comparison between the Calculated and Experimental Values of the Ultimate Bearing Capacity*. Memorias del VI Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Vol. II, Montreal, Canadá, 1965.
- Meyerhof, G. G. *The Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and Inclined Loads*. Memorias del III Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Vol. 1, Zurich, 1953.
- Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo II. Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Capítulo VIII. Ediciones de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, D. F., 1967.
- Meyerhof, G. G. *The Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Slopes*. Memorias del IV Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Vol. 1, Londres, 1957.
- Terzaghi, K. y Peck, R. B. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley and Sons, Inc. 1968. Puede verse la excelente traducción de O. Moreno, Edic. Ateneo.
- Olson, R. L. y Foste, K. S. *Pile Driving Formulas for Friction Piles in Sand*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE. Vol. 93, SM 6, 1967.
- Terzaghi, K. *Discussion of "Pile Driving Formulas Progress Report of the Committee on the Bearing Value of Pile Foundations"*. Proc. ASCE. Vol. 68, N° 2, 1912.
- Kendi, A. *Bearing Capacity of Piles and Pile Groups*. Memorias del IV Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Vol. II, Londres, 1957.
- Kishida, H. y Meyerhof, G. G. *Bearing Capacity of Pile Groups under Eccentric Loads in Sand*. Memorias del VI Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Vol. II, Montreal, 1965.
- Saffery, M. y Fate, A. P. K. *Model Test on Pile Groups in a Clay Soil with Particular Reference to the Behavior on the Group when it is Loaded Eccentrically*. Memorias

- portional to Depth. Proc. VIII Texas Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering. The University of Texas, Austin, 1956.
80. Department of the Navy. Bureau of Yards and Docks. *Design Manual Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures*. DM7, Washington, D. C., 1962.
 81. Murayama, S. y Shibata, T. *The Bearing Capacity of a Pile Driven into Soil and its New Measuring Method*. Soil Foundations, Vol. I, N° 2. Japón, 1960.
 82. Lee, D. H. *An Introduction to Deep Foundations and Sheetpiling*. Cap. IX. Concrete Pub. Ltd. Londres, 1961.
 83. Tomlinson, M. J. *Diseño y construcción de cimientos* (Trad.: José Luis Nieto). Capítulo 6. Ediciones Urmo, 1971.
 84. Lazo Herrera, R. *Procedimientos de construcción para puentes*. Edición del autor. México, 1964.
 85. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo I. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Apéndice. Ed. Limusa, S. A. México, D. F., 1973.
 86. De Mello, V. F. B. *El ensayo de penetración estándar*. Escrito sobre el estado del arte. IV Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. Vol. I. S. Juan, Puerto Rico, 1971.
 87. Holtz, W. G. y Gibbs, H. J. *Research on Determining Density of Sand by Spoon Penetration Testing*. Memoria del IV Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Londres, 1957.
 88. Coffman, B. S. *Estimating the Relative Density of Sands*. Civil Engineering. Octubre, 1960.
 89. Dobry, R. *Cono dinámico y prueba estándar en arenas limosas*. IV Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. Vol. II. S. Juan, Puerto Rico, 1971.
 90. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo I. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Capítulo X. Ed. Limusa, S. A. México, D. F., 1973.
 91. Gendron, C. J. *Pile Driving: Hammers and Driving Methods*. Highway Research Board. Record N° 333 (Pile Foundations). Washington, D. C., 1970.
 92. Grand, B. A. *Types of Piles: Their characteristics and general Use*. Highway Research Board. Record N° 333 (Pile Foundations). Washington, D. C., 1970.
 93. Moreno Pecero G. *Hincado de pilotes*. Notas no publicadas, para uso interno de la Secretaría de Obras Públicas de México. México, D. F., 1971.
 94. Gerwick, R. C. *Current Construction Practices in the Installation of High-Capacity Piling*. Highway Research Board. Record N° 333 (Pile Foundations). Washington, D. C., 1970.
 95. Chellis, R. D. *Pile Foundations*. McGraw Hill Book Co., Inc. 1951.
 96. York, D. L. *Structural Behavior of Driven Piling*. Highway Research Board. Record N° 333 (Pile Foundations). Washington, D. C., 1970.
 97. Lee, D. H. *An Introduction to Deep Foundations and Sheet-Piling*. Cap. X. Concrete Pub. Ltd. Londres, 1961.
 98. Demeneghi, A. *Chiflonado en pilotes*. Notas no publicadas, para uso interno de la Secretaría de Obras Públicas de México. México, D. F., 1971.
 99. De la Fuente, E. *Estudio de permeabilidad*. Notas no publicadas. Comunicación personal a los autores de este libro. México, D. F., 1972.
 100. Juárez Badillo, E., y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo III. Flujo de agua en suelos. Ed. Limusa, S. A. México, D. F., 1969.
 101. Hart, M. E. *Groundwater and seepage*. McGraw Hill Book, Co. 1962.
 102. Mansur, Ch. I. y Kaufman, R. I. *Drainage*. Capítulo 3 del libro *Foundation Engineering*, editado por G. A. Leonard. McGraw Hill Book, Co. Inc. 1962.
 103. Cedergren, H. R. *Seepage, Drainage and Flow Nets*. Capítulo 2. John Wiley and Sons, Inc. 1967.

Instrumentación de campo

XIII-1 INTRODUCCION

En el campo de la Mecánica de Suelos Aplicada son realmente escasos los problemas importantes en que el planteamiento y la resolución teóricos basten para obtener una solución tan satisfactoria, que deje al ingeniero libre de toda preocupación sobre el comportamiento posterior o sobre lo razonable y eficaz de sus presupuestos mentales; ello, a despecho de los innegables avances que la Mecánica de Suelos ha experimentado en las últimas décadas.

Se ha dicho (Ref. 1) que las diferencias entre la teoría y la realidad son más complejas en el ámbito de la Mecánica de Suelos Aplicada que en cualquier otra rama de la ingeniería civil. Esto es debido tanto a las complejidades del suelo como material de construcción, como al hecho de que con mucha frecuencia y aún en problemas importantes, el ingeniero ha de proceder con niveles de información por abajo del ideal conseguible, por razones de tiempo y de dinero. Estas dos circunstancias hacen que en los problemas de campo de la Mecánica de Suelos se trabaje efectivamente con grados de incertidumbre que suelen excluir toda posición de indiferencia o de excesiva tranquilidad en cuanto al comportamiento de las obras hechas o de las soluciones adoptadas en un caso particular dado.

Por todo ello, se ha desarrollado mucho en los últimos años la tendencia a observar el comportamiento de las obras, midiendo los aspectos que se consideran esenciales para definirlo a lo largo de la vida útil. Tales observaciones, cuando se realizan e interpretan bien, no sólo permiten establecer el comportamiento de una estructura y la evolución de sus condiciones de estabilidad o de servicio, sino que también permiten verificar toda la concepción de su proyecto, así como el cumplimiento, en el caso particular de que se trate, de las teorías de que se haya hecho uso en dicho proyecto; de esta manera, la observación de prototipos cumple un cometido que va más allá de obtener información sobre la estructura objeto de las

mediciones y se convierte en un poderoso medio para verificar el cumplimiento de las concepciones teóricas en la realidad de las obras. Esta verificación pocas veces está al alcance del ingeniero y su importancia no puede pasar inadvertida para todo el que no tenga de la ingeniería una visión rígida y dogmática; vale decir, para todo el que comprenda que las teorías y concepciones ingenieriles son, en el mejor de los casos, imperfectos intentos de explicar el comportamiento de la naturaleza, que siempre opera a una escala de complejidad que, hasta ahora, ha resultado superior a la capacidad de comprensión del talento humano.

Pero la potencia de las observaciones y mediciones de campo, seguidas de la correspondiente interpretación, se revela aun mayor de lo que han indicado los párrafos precedentes, si se considera la posibilidad de que surjan nuevas concepciones teóricas o nuevos métodos constructivos, al analizar la información que se haya adquirido. Desde este punto de vista, las observaciones de campo se convierten en un poderoso método de investigación experimental, capaz de abrir



Un testimonio dramático de la necesidad de la instrumentación de campo en las vías terrestres. Vista panorámica de una parte de la zona conflictiva que en su día poseerá la carretera Tijuana-Ensenada.

nuevos horizontes y de contribuir al progreso de la

Mecánica de Suelos.

En las vías terrestres se satisfacen plenamente los

estados iniciales de incertidumbre que justifican la

necesidad de realizar observación de campo sobre las

estructuras construidas y las soluciones adoptadas. Sin

embargo, esas técnicas se han venido empleando en

las vías terrestres mucho menos de lo que es común

en otros campos de la Mecánica de Suelos Aplicada,

como por ejemplo, en el de las presas de tierra. Esto

es debido, en primer lugar y es justo y necesario con-

testarlo, al hecho de que muchos ingenieros que ejer-

cen su actividad en las vías terrestres consideran esas

técnicas exclusivamente refinadas, costosas y no nece-

arias para la consecución de una buena obra; de

esta manera, se resisten a invertir tiempo y dinero

en la observación de prototipos y ello independiente

mente de que las cantidades requeridas son siempre

fracciones insignificantes del costo total de la vía

terrestre de que se trate. Es innegable que otros in-

genieros que ocupan posiciones de análoga responsa-

bilidad en otras ramas de la Ingeniería, tales como

las presas, insistiendo en el ejemplo, están más dis-

puestos, por convencimiento científico o por costum-

bre, a aceptar la realización de esfuerzos importantes

en la observación de prototipos, al grado en que fue-

ra de decirse que esta se ha hecho rutinaria en las pre-

sas de tierra importantes.

Existe una segunda razón para que las observa-

ciones de comportamiento en el campo se realicen en

las vías terrestres menos que en otras obras. Esta se-

gunda razón radica en el hecho de que es inútil reali-

zar el más amplio programa de observación y medi-

ciones en un caso en que no se tenga información

previa geológica y de Mecánica de Suelos al mismo

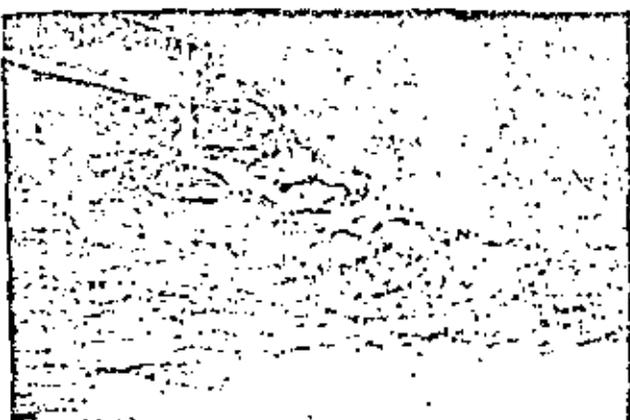
nivel y los casos en que los ingenieros de vías terres-

tres alcanzan una elevada densidad de información

geotécnica en un problema específico son relativa-

mente escasos, tal como se ha comentado en diversas

ocasiones en páginas anteriores de esta obra. Así, el



Una vista panorámica de la zona costera de la autopista Tijuana-Ensenada. Las vías terrestres se han venido empleando en las vías terrestres mucho menos de lo que es común en otros campos de la Mecánica de Suelos Aplicada, como por ejemplo, en el de las presas de tierra. Esto es debido, en primer lugar y es justo y necesario con-

ingeniero de vías terrestres no alcanza usualmente en sus problemas de rutina la concentración de estudio que permitiría pensar en o justificar el empleo de la observación del comportamiento estructural en el terreno. Seguramente esto no se refiere a una situa- ción indebida, pues ya se ha dicho que las vías terres- tres, con excepción de los aeropuertos, han de estu- diarse con menor concentración de información que otras obras; esta es una condición (incluido, injuntes) por sus mismas características. Los mejores niveles de información condicionarían la imposibilidad prác- tica de realizar una interpretación adecuada en las observaciones hechas en casos de rutina.

Lo anterior, más la indudable existencia de pro- blemas importantes de resolución incierta en las vías terrestres, en la que se insiste una vez más, condiciona la norma de conducta que parece conveniente en este tipo de obras. De ningún modo debe ser excluida la observación del comportamiento de estructuras terres- tras y las vías férreas, pero la naturaleza especial de estas obras hará que esos métodos se circunscri-



Otra vista de una zona de la autopista Tijuana-Ensenada. La información geológica y los problemas ingenieros que se plantean al momento de la construcción de las vías terrestres son muy diferentes a los que se plantean en el caso de las presas de tierra. Esto es debido, en primer lugar y es justo y necesario con-

han a casos realmente importantes, fuera de la rutina tanto por el nivel de estudios en ellos realizados, como por las consecuencias de un fracaso. De esta manera, las técnicas de observación de campo deberán dosificarse cuidadosamente en su utilización, no cayendo nunca en casos de interpretación difícil, por falta de información geotécnica general previa, ni en una excesiva multiplicación de lo que ha de observarse y medirse, pues no hay que olvidar que el riesgo más obvio de un programa de observaciones a muy largo plazo, durante la dilatada vida útil de una estructura o una importante fracción de ella, pudiera ser el abandono del programa de mediciones, riesgo tanto mayor en la práctica, cuanto mayor sea el número de obras que han de controlarse.

Independientemente de que se reconozca que las observaciones de campo contribuyen al esclarecimiento del conocimiento actual en Mecánica de Suelos y a su eventual avance, el ingeniero de vías terrestres deberá siempre justificar el costo de un programa de observaciones y mediciones en términos de las necesidades específicas del proyecto que le preocupe; lo demás, deberá considerarlo beneficio marginal.

Las mediciones de campo para verificación de comportamiento estructural se realizan haciendo uso de equipos e instrumentos cada día más diversificados. Esta característica da su nombre a la técnica de observación, que se ha denominado genéricamente instrumentación de Campo, en el sentido de que las estructuras térreas se "instrumentan" con todo un conjunto de equipos de medición, que permiten conocer la evolución de las características mecánicas más relevantes, de los movimientos de significación y, en general, de las condiciones de estabilidad a lo largo del tiempo.

En las vías terrestres dos son los problemas típicos que demandan instrumentación de campo. En primer lugar todos los aspectos conectados con la construcción de terraplenes sobre suelos blandos y compresibles, para apreciar los asentamientos, su evolución con el tiempo y los cambios en las condiciones de estabilidad. En segundo lugar, los problemas conectados con la estabilidad de laderas naturales y taludes que muestren movimientos sobre lo que se té a sospechar como una superficie de falla ya formada; en este caso, el establecimiento de como ocurren los movimientos de las masas involucradas es un requisito fundamental para establecer cualquier solución con visos de éxito.

Los túneles son otra estructura de las vías terrestres que muy frecuentemente ha de ser instrumentada, para establecer los mecanismos de empuje, siempre inciertos. Los problemas de empuje de tierras sobre muros y ademas también figuran entre aquellos a los que se aplican estos métodos con cierta frecuencia.

En este capítulo se describirán someramente los procedimientos de instrumentación más en boga, los equipos disponibles para ejecutar el trabajo y se dis-

cutirán brevemente las principales conclusiones que es posible obtener de un programa de instrumentación y mediciones. En algunos casos se hará referencia a trabajos de instrumentación importantes que se han realizado en diversas obras viales del país, en trabajos a cargo de la Secretaría de Obras Públicas.

Como comentario final, cabe hacer uno de índole operativa. Un programa de instrumentación, sean cuales fueren sus fines, debe concebirse y establecerse dentro del marco general del proyecto, como una pieza más del conjunto; probablemente, estará inclusive interaccionado con el proyecto, en el sentido de que los resultados que vayan teniendo del programa de mediciones en las primeras etapas de la construcción podrán servir para auspiciar cambios en el propio proyecto. Un programa de instrumentación concebido a posteriori y fuera del proyecto, nunca rinde sus frutos por completo e inclusive puede resultar inútil o imposible de realizar.

XIII-2 INSTRUMENTACION EN TERRAPLENES CONSTRUIDOS SOBRE SUELOS BLANDOS

En términos generales la instrumentación de los terraplenes que se construyen sobre terrenos blandos y compresibles persigue alguno o algunos de los siguientes objetivos:

- La medición de los asentamientos.
- La evolución de las presiones de poro bajo el terraplén, para conocer tanto la evolución del fenómeno de consolidación del terreno natural, como la del factor de seguridad.
- Los desplazamientos horizontales del terreno natural.
- Los esfuerzos verticales ejercidos por el terraplén sobre el terreno natural y su-distribución con la profundidad.
- La evolución general de la resistencia del terreno natural.

A continuación se harán algunos comentarios sobre cada una de estas mediciones.

A. Mediciones de los asentamientos

A-1. Nivelaciones superficiales

El método más obvio y sencillo para conocer los asentamientos de un terraplén es el colocar una serie de puntos estables distribuidos en su superficie y nivelarlos periódicamente. Cuando el terraplén, cuyos asentamientos se miden está pavimentado con asfalto o con concreto puede bastar la colocación de una serie de clavos, para señalar los puntos por nivelar; en obras cuya superficie sea de tierra podrá convenir

enterrar en el suelo un pequeño dado de concreto, en cuyo centro se haya colocado un tubo u otro indicador que sobresalga ligeramente del terreno.

El punto más delicado de las operaciones de nivelación estriba en la elección del punto de referencia fijo, que no participe para nada de los movimientos del terraplén. Muchas veces este punto ha de estar situado a distancias muy grandes del terraplén por medir, pues es frecuente que las planicies que forman los suelos blandos y compresibles sufran movimientos superficiales de importancia, por ejemplo por bombeo con fines de explotación agrícola u otras causas, de manera que la referencia fija también ha de colocarse fuera de la influencia de estos movimientos. Los cerros y elevaciones que pueda haber en las cercanías de la obra por medir pueden proporcionar buenos puntos de referencia; otras veces podrán quizá localizarse estructuras inmóviles, por ejemplo, por estar cimentadas sobre pilotes de punta que lleguen más abajo que los estratos consolidables y estén sobre apoyos realmente firmes. En otras ocasiones podrá conseguirse la referencia fija hincando un tubo a través de los suelos blandos, hasta apoyarlo en mientos rocosos o firmes; en este caso deberá tenerse la precaución de dotar al tubo hincado de una camisa de ademe exterior, que pueda absorber la fricción negativa que llegue a presentarse (Ref. 2).

Una vez establecida la referencia fija, absolutamente inmóvil, convendrá siempre fijar otra referen-

cia directamente sobre la superficie del terreno natural, en las cercanías del terraplén por medir, a una distancia del orden de 100 m de él. Esta segunda referencia, probablemente móvil, tendrá la doble finalidad de servir como base de nivelación para los puntos situados sobre el terraplén y de detectar los eventuales movimientos superficiales que tenga el terreno de cimentación por causas diferentes a la presencia del terraplén. Una constante referenciación del banco de nivel móvil respecto al fijo proporcionará los elementos necesarios para realizar la corrección que haya de hacerse en los movimientos verticales de los puntos sobre el terraplén, a causa de



Vista de un terraplén de prueba instrumentado.

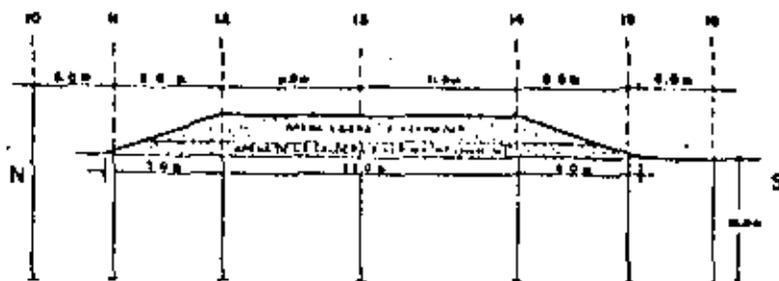
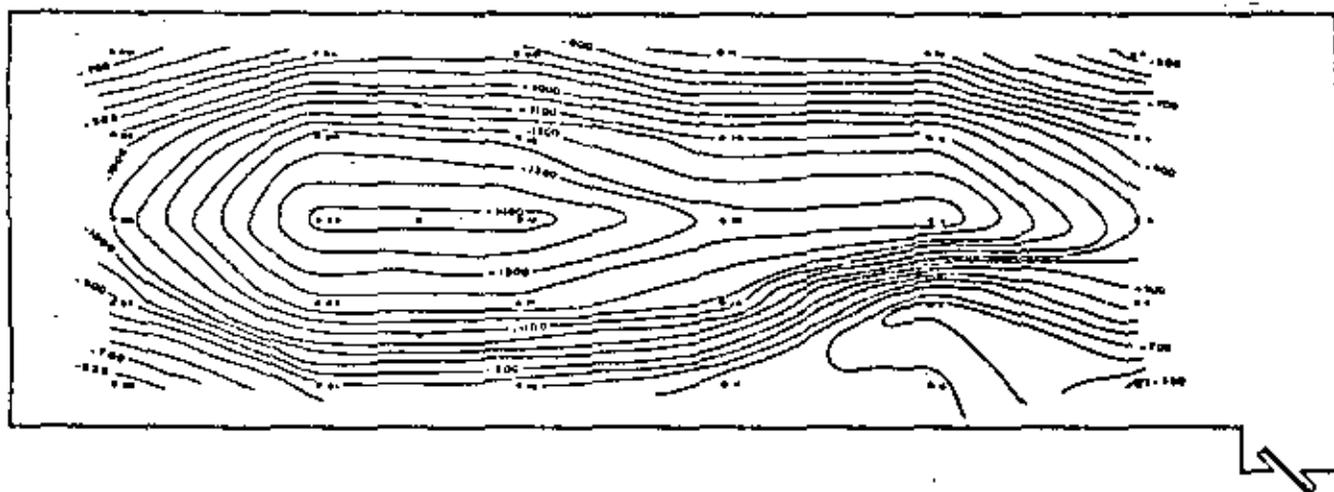


Figura XII-1. Curvas de igual asentamiento en un terraplén sobre terreno blando. Terraplén de prueba sobre el lago de Texcoco.

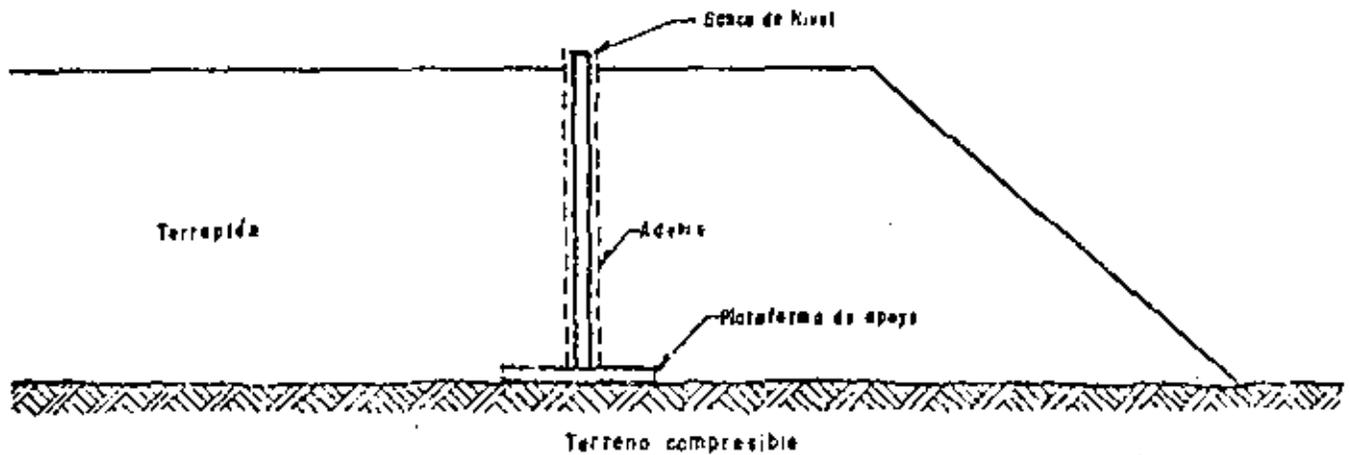


Figura XIII-2. Un banco de nivel para control de asentamientos por nivelación superficial.

cualquier movimiento zonal que pudiera tener la superficie del terreno de cimentación.

Será preciso emplear técnicas de nivelación de precisión, con aparatos que sean capaces de detectar desniveles alejados un kilómetro, con errores no mayores de un milímetro, en más o en menos.

La técnica más apropiada para la colocación de los bancos de nivel sobre el terraplén es una cuadrícula no suficientemente cerrada como para permitir el trazado preciso de curvas de igual hundimiento, tales como las que se muestran en la Fig. XIII-1, que corresponde a un terraplén de prueba construido por la Secretaría de Obras Públicas de México para obtener información sobre el comportamiento de una autopista en proyecto a través del Lago de Texcoco, en las cercanías de la Ciudad de México; las características de este suelo han sido presentadas en la Fig. VI-60 del volumen I de esta obra.

En el caso del terraplén de prueba mencionado, la instrumentación se planeó, como es lógico, antes de la construcción y los bancos de nivel sobre el terraplén están en realidad situados entre la base del mismo y el terreno natural, en una placa de concreto de 40 x 40 cm, en cuyo centro se dispuso un tubo que se hizo crecer a medida que aumentaba la altura de construcción del terraplén. Este tubo puede ademasarse para protegerlo durante los procesos de deformación. En la Fig. XIII-2 se muestra un esquema del banco que se utilizó en este caso.

Una colocación de bancos como la de la Fig. XIII-2 tiene algunas ventajas de interés. Por ejemplo, las nivelaciones posteriores dan automáticamente una imagen muy precisa del perfil de incrustación del terraplén en el terreno natural, lo cual es útil. Los bancos más superficiales, sobre el terraplén, incluyen en sus movimientos los del propio terraplén. Por otro lado, si existen estos movimientos en el propio terraplén y éste es alto (más de 4 ó 5 m), se desarrollará fricción negativa en el vástago o tubo del dispositivo y la placa de base podrá hundirse por tal sobrecarga, leyéndose asentamientos mayores que los que hayan tenido lugar; en tales casos convendrá ademasar el vástago del banco de nivel.

A-2. El torpedo medidor de asentamientos

En este sistema de medición se sitúa en una perforación previa un tubo especial formado con tramos unidos por coples exteriores, que permiten juego telescópico de los tramos, los que pueden ir juntándose uno a otro a medida que los arrastra el enjambamiento

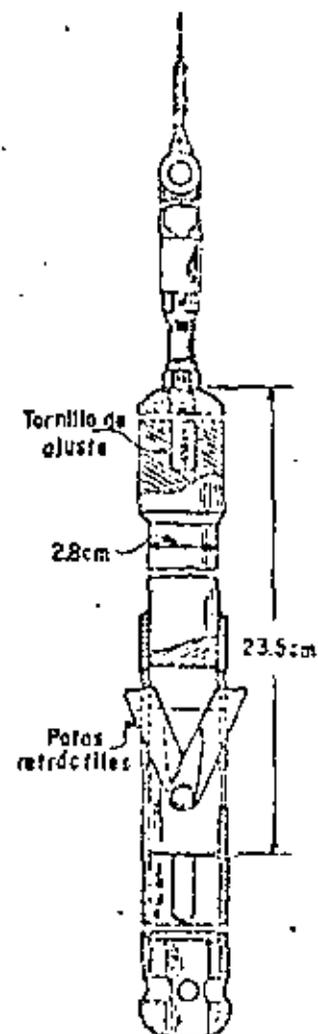


Figura XIII-3. El torpedo para medir asentamientos (Rel. 1).

del terreno que los rodea y contiene (Ref. 3); así, varía la longitud aparente del sistema de tubos, que debe haberse colocado cubriendo todo el espesor cuyo asentamiento se desea medir y varían también las distancias entre los pequeños escalones que se marcan interiormente en el contacto entre un tramo de tubería y el cople correspondiente.

Un instrumento medidor, denominado torpedo (Fig. XIII-3) es introducido por el interior de la tubería y está provisto de un sistema de pequeñas patas extensibles, que señalan el momento en que se produce un cambio brusco en el diámetro de la tubería; es decir, cada vez que se llega a uno de los pequeños escalones entre tubo y cople a que se ha hecho referencia. Así, es posible conocer desde la superficie, la posición relativa de los escalones y deducir los asentamientos habidos al comparar éstas con la inicial.

Los tramos de la tubería suelen ser de 3 m o de la mitad de ese valor.

Este dispositivo tiene la gran ventaja de que no sólo permite conocer los asentamientos en la superficie o cerca de ella, sino también a diferentes profundidades dentro del suelo que se asienta, obteniéndose perfiles de asentamiento como los que se mostraron en la Fig. VI-44 del Volumen I de esta obra, que corresponden a los mismos terraplenes de prueba mexicanos, que ya se mencionaron. Repitiendo lecturas de tiempo en tiempo puede tenerse la evolución de los asentamientos con el tiempo, también a las diferentes profundidades.

A-3. Medidores de celda

La técnica francesa (Ref. 4) ha desarrollado un medidor de asentamientos, cuyo principio se esquematiza en la Fig. XIII-4.

Una celda de plástico, de 9.5 cm de espesor y 17 cm de diámetro se coloca bajo el terraplén, en el lugar en que se desea medir los asentamientos. La celda está parcialmente llena de un líquido (generalmente agua). A una distancia fuera de la influencia de los asentamientos del terraplén se coloca una base fija, sobre la que se instala un tablero de medición que tiene un dispositivo para aplicar presión con gas carbónico y un manómetro de mercurio que controla la presión del líquido dentro de la celda, tal como se comunica por medio del gas carbónico; en el mismo tablero se recibe otra línea de tubo proveniente de la celda e instalada al lado de una escala vertical T_1 , de manera que cualquier presión aplicada por el gas carbónico se comunica al líquido en la celda y lo hace pasar a la línea de comunicación entre la celda y el tubo vertical T_1 , hasta una cierta altura en su escala. En tales condiciones, supóngase que se aplica una presión p al líquido de la celda, con la cual éste asciende en la escala T_1 hasta la altura T_1 ; al cabo de un cierto tiempo, dentro del programa de mediciones se aplicará la misma presión, p , al líquido de la celda, pero ésta se habrá asentado una cantidad ΔH ; correspondientemente, el líquido en la escala T_1 sólo subirá hasta la altura T_2 , siendo la diferencia de

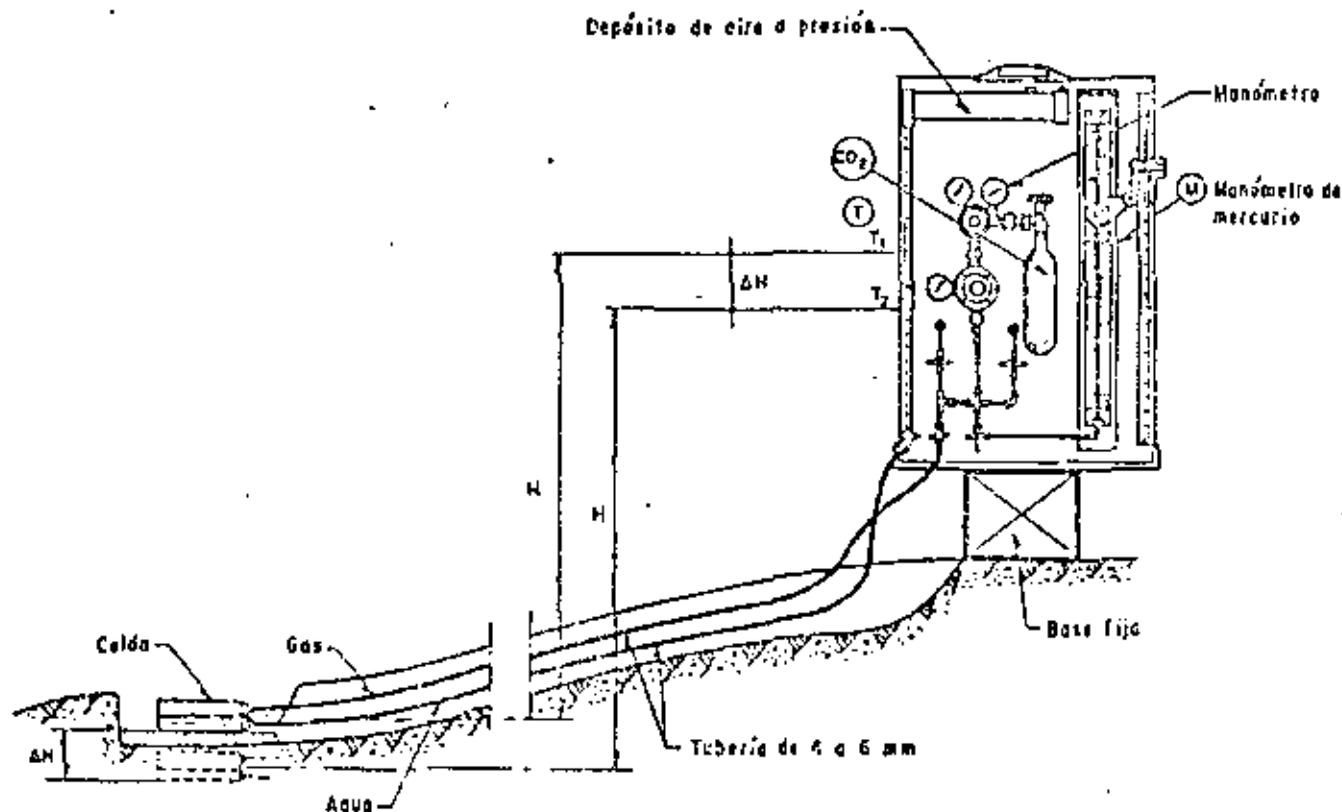


Figura XIII-4. Medidor francés de asentamientos (Ref. 4).

alturas $T_1 - T_2$ precisamente igual a lo que la celda se haya hundido.

Como se ve el aparato es ingenioso y de fácil manejo, sin causar ningún impedimento al movimiento de los equipos de construcción. Las celdas pueden instalarse a cualquier profundidad, de manera que los asentamientos pueden medirse en cualquier punto. La precisión del aparato es del orden de 0.5 cm, si no se le dota de dispositivos especiales para la lectura en la escala T .

Los inconvenientes del dispositivo estriban en el tiempo que hay que esperar para que se estabilice el líquido, sobre todo cuando el tablero de medida está lejos de la celda (20 min para 100 m); en los aislamientos que requieren las celdas cuando existan aguas, especialmente salinas y en las posibles dificultades para encontrar a distancia razonable un lugar donde instalar la base fija.

La Ref. 5 menciona un dispositivo parecido, utilizado en California, basado también en el principio de establecer la comunicación entre un líquido, situado en un recipiente dentro del terreno y en el sitio en que se desea medir los asentamientos y un brazo del tubo, colocado en un tablero de trabajo, fuera de la influencia de los movimientos del terraplén, pero este dispositivo se hace trabajar simplemente por el principio de vasos comunicantes, sin activarlo con ninguna presión, por lo que su utilización debe considerarse más limitada, independientemente de que pueda dar buenos resultados en muchos casos.

Un dispositivo análogo al anterior fue propuesto originalmente por Terzaghi (Ref. 6), pero se ha utilizado sobre todo en el campo de las estructuras edificacionales.

A-4. Elección de los puntos de medición y de su número

Los asentamientos en terraplenes sobre suelos blandos se miden generalmente en una de dos condiciones: Sobre un terraplén ya construido, con vista a conocer su comportamiento o en un terraplén o tramo de pruebas, con la finalidad de obtener datos para el proyecto de un tramo de mucha mayor longitud.

En cualquiera de los dos casos conviene disponer los puntos en que se estudien los asentamientos en secciones instrumentadas. El número de éstas suele ser mayor en los terraplenes de prueba que en los problemas de control de comportamiento, pero en todo caso depende de la importancia de la obra, la heterogeneidad de las formaciones que se consolidan y de la dificultad del problema, desde el punto de vista estricto de la Mecánica de Suelos.

En zonas heterogéneas, donde se esperen asentamientos diferenciales de importancia, convendrá medir los totales en secciones no separadas a más de

50 m y esta dimensión podrá crecer mucho en el caso de control de asentamientos sobre formaciones muy homogéneas, en las que las secciones podrán separarse hasta 200 m o más; en los terraplenes de prueba suelen disponerse secciones que cubran a ritmo constante todo el terraplén, frecuentemente de 50 en 50 m o algo similar.

Hay algunas zonas en donde es obligada la instalación de una sección instrumentada, como son las zonas de discontinuidad; por ejemplo, los accesos a un puente o paso a desnivel sobre pilotes de punta o la terminación brusca de la zona compresible o las zonas singulares, tales como cauces de ríos abandonados y cubiertos por depósitos, etcétera.

Los puntos de medición deben cubrir toda la sección transversal del terraplén, pues en el momento de la interpretación suele convenir la información completa. En caminos construidos sujetos a control es frecuente que cada sección tenga cinco puntos, en el eje, los dos hombros y los dos pies del terraplén. En terraplenes de prueba el número de puntos es mucho mayor (ver, por ejemplo, la Fig. XIII-1).

La frecuencia de las mediciones debe ser suficiente para definir la evolución de los asentamientos con el tiempo. Obviamente no deberá ser uniforme, sino mucho mayor al principio y cada vez más espaciada, según el tiempo pasa. Suelen hacerse una o dos medidas diarias durante el período de construcción, para conocer las deformaciones instantáneas y el comienzo del proceso de consolidación. Después, podrán hacerse mediciones semanales durante los primeros tres meses de la vida del terraplén y esta periodicidad podrá espaciarse hasta hacer las medidas mensuales, hasta los primeros tres años de vida y bianuales posteriormente. Naturalmente que estos ritmos no son rígidos y deberán adaptarse a cada caso particular.

B. Medición de los movimientos laterales del terreno de cimentación

Suele interesar medirlos por diversas razones. En primer lugar, una parte de los asentamientos se debe a los desplazamientos laterales de los estratos compresibles (esta parte no está, naturalmente, tomada en cuenta por la teoría de la consolidación de Terzaghi, que sólo considera asentamientos por compresibilidad, es decir, por cambio de volumen, pero no por cambios de forma debidos a la acción de los esfuerzos cortantes). En segundo lugar, las fallas de terraplenes sobre suelos blandos van precedidas de desplazamientos laterales del terreno de cimentación, abajo y en la vecindad de ellos; así, la magnitud de estos movimientos permite conocer, cualitativamente al menos, lo lejos que se está de una posible falla.

B-1. Control superficial

Cuando se colocan terraplenes sobre suelos blan-

dos suele tener también interés el conocimiento de los movimientos horizontales del terreno, tanto en la superficie como en las profundidades afectadas. En lo referente a mediciones de puntos superficiales, no existen diferencias de consideración respecto a la metodología que se mencionó al tratar de las mediciones de asentamientos. También ahora, uno de los puntos más delicados estriba en seleccionar los puntos o líneas de referencia, obviamente en zonas no afectadas por los movimientos. En muchas ocasiones y en problemas de gran importancia (Ref. 7), las fronteras de las zonas en movimiento no están bien determinadas por lo que deberán seleccionarse con el correspondiente criterio conservador. El problema del control de los movimientos horizontales en la superficie del terreno se simplifica correspondientemente cuando se desea únicamente conocer movimientos diferenciales o relativos entre diversos puntos, sin que haya de determinarse la magnitud absoluta de los movimientos.

B-2. Inclinómetros

A menudo es insuficiente conocer los desplazamientos horizontales de la superficie del terreno únicamente y se necesita determinar también cómo se mueve el terreno de cimentación blanda cuando sobre él se ha construido un terraplén, conociendo esos desplazamientos dentro de la profundidad afectada por el fenómeno.

Casi todos los instrumentos que primeramente se desarrollaron para lograr estos fines utilizan la misma idea básica. Se trata de introducir en el terreno algún tubo relativamente flexible, cuya original verticalidad se modifique cuando ocurren los desplazamientos horizontales, de manera que la línea del tubo deformada proporciona en cada momento una imagen objetiva de los desplazamientos que han tenido lugar; la imagen se puede conocer introduciendo un instrumento sensible a la inclinación por el interior del tubo; A. Casagrande (Ref. 8) describe uno de los primeros estudios en gran escala a este respecto. Se utilizó en él tubería de 5 cm de diámetro, la que se colocó en pozos abundantemente distribuidos en el terreno de cimentación al pie de un gran terraplén que se estaba construyendo a través del Gran Lago Salado; en este caso la idea era conocer la posición de cualquier superficie de falla que eventualmente llegara a formarse, lo que se lograba recuperando los tubos tras el deslizamiento y observando su deformación permanente.

En los cuatro terraplenes de prueba que la Secretaría de Obras Públicas de México construyó en el Lago de Texcoco para conocer el comportamiento del terreno de cimentación bajo una importante carga transmitida por los terraplenes para una autopista (Ref. 9), también se usaron, junto con instrumentos más elaborados, algunos tubos sencillos de 5 y 7 cm de diámetro para complementar información de des-

plazamientos horizontales y para ayudar a definir la posición de cualquier superficie de falla que pudiera llegar a desarrollarse. En este caso se introduce por el tubo una barra rígida de longitud apropiada y se puede conocer la profundidad a la cual la deformación del tubo impide el paso de la barra. No es ocioso insistir un poco en estos elementos de instrumentación tan sencillos, ya que muchas veces pueden proporcionar información muy útil a un costo relativamente bajo, evitando el uso de instrumentos más complicados, que para muchos países son de importación y que pudieran no estar disponibles en el momento requerido.

La Ref. 1 menciona diversos tipos de inclinómetros, ya más elaborados (Plantema, Wiegmann, un modelo del Instituto Geotécnico Sueco, etcétera), pero seguramente el inclinómetro que tiene actualmente un uso más extendido es el desarrollado por Wilson (Refs. 1 y 10) y más tarde modificado por Parsons y Wilson en 1956. Es un dispositivo preciso, compacto y ligero para medir movimientos de tierra de hasta 170 m de profundidad. En la Fig. XIII-5 se muestra al inclinómetro completo.

El aparato completo consiste de una unidad sensible, una caja con los necesarios controles eléctricos, cable conector y una tubería para ser colocada en el terreno, ranurada en dos planos ortogonales entre sí. El medidor entra por la tubería corriendo sus ruedecillas por dos ranuras opuestas y puede detectar las desviaciones de la vertical que haya sufrido la tubería, originalmente instalada en tal posición.

Es frecuente el uso de la tubería de 3.1 cm de diámetro y 0.22 cm de espesor, en tramos de 1.5 ó 3 m longitud; los coples para unir los tramos de tubo suelen ser de 15 ó de 30 cm. Esta tubería es la misma que se utiliza en el torpedo medidor de asentamientos, ya mencionado, que también es un diseño original de S. D. Wilson. La tubería que vaya a usarse con el torpedo (muchas veces un pozo cubre ambos fines) debe acoplarse con uniones de 30 cm, telescópicas, para permitir la acción del inclinómetro.

La unidad sensible (Fig. XIII-6) tiene un circuito interno que es un puente de Wheatstone actuado por un péndulo calibrado. Cuando el inclinómetro está vertical, el péndulo toca el centro de una resistencia calibrada, subdividiéndola en dos, las cuales constituyen la mitad del puente de Wheatstone; la otra mitad, así como un potenciómetro de precisión, resistencias y las necesarias conexiones va instalada en la caja de control. El conjunto está accionado por baterías. Cuando la unidad sensible se inclina, por haberlo hecho la tubería en que se introduce, el péndulo permanece vertical, de manera que la resistencia calibrada con la que contacta queda dividida en dos porciones desiguales, lo que cambia el circuito interno y modifica las lecturas en la unidad de control. La Fig. XIII-7 muestra un esquema de los circuitos que se utilizan en el inclinómetro y en la caja de control, unidos por una conexión de cable.

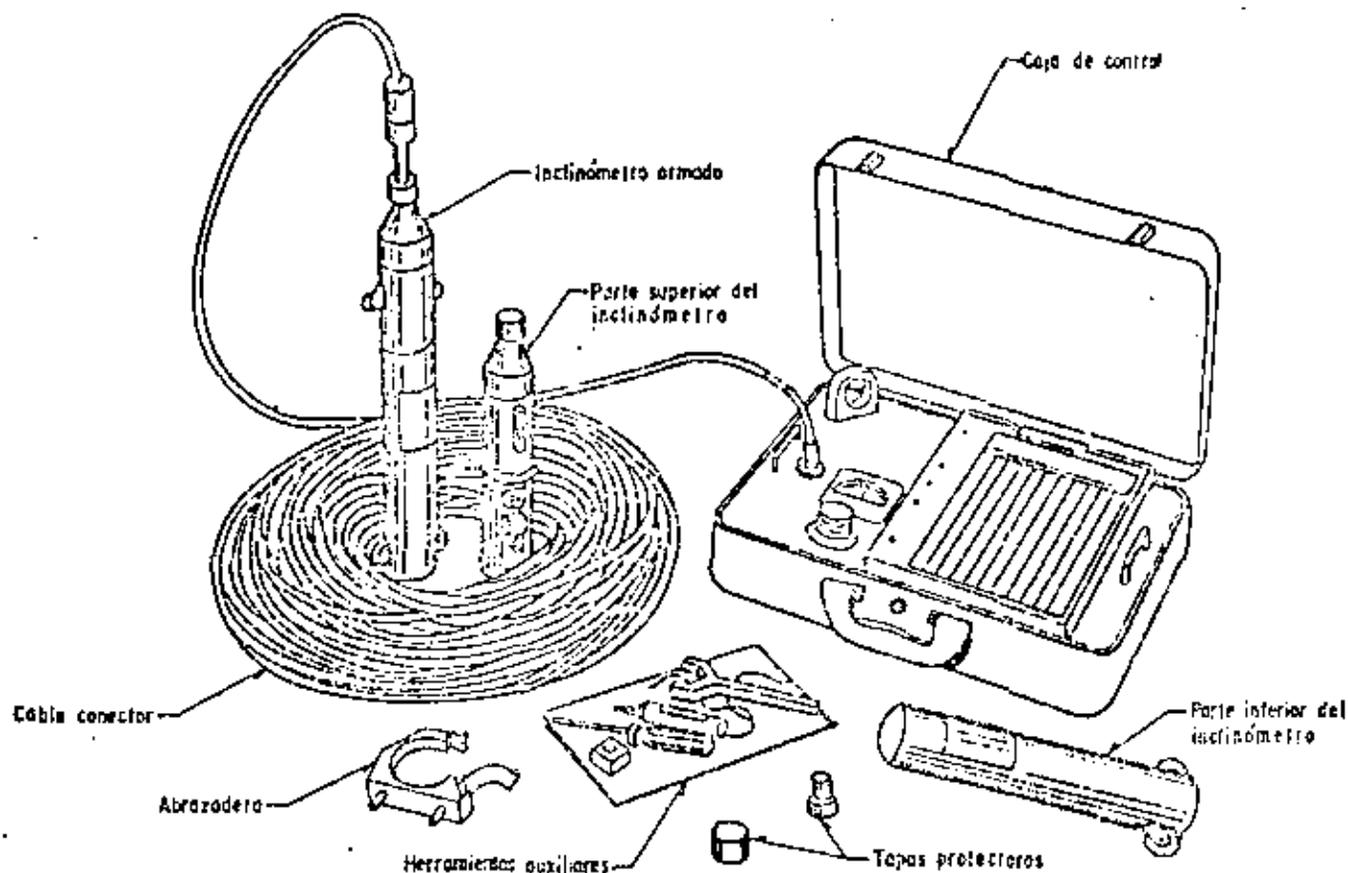


Figura XIII-5. Inclinómetro completo.

La Fig. XIII-8 reproduce un esquema de la unidad medidora, con un corte que permite asomarse a su interior.

El inclinómetro se hace descender por su tubería empleando todo el equipo auxiliar que aparece en la Fig. XIII-9. A medida que va bajando, se van obteniendo lecturas en intervalos prefijados. Una calibración previa de laboratorio puede lograr que las carátulas de la caja de control lean directamente la inclinación que corresponde a cada lectura eléctrica.

La Fig. XIII-10 esquematiza cómo se deforma la tubería especial y se inclina la unidad sensible, cuando el sistema sufre desplazamientos laterales.

La sensibilidad del instrumento permite detectar un minuto de arco en forma confiable, en la desviación que la tubería especial vaya sufriendo respecto a la vertical.

Es usual hacer todas las lecturas con el inclinómetro en dos posiciones ortogonales entre sí, utilizando la disposición de las ranuras de la tubería de que se habló. Esto tiene por objeto obtener en forma más precisa la imagen de deformación en el espacio. De hecho convendrá orientar los planos definidos por las ranuras en oposición según las direcciones principales de la deformación.

La tubería debe ser suficientemente flexible para seguir fielmente los movimientos del terreno y, a la vez lo suficientemente fuerte para soportar las maniobras de instalación. Este es, sin duda, un punto

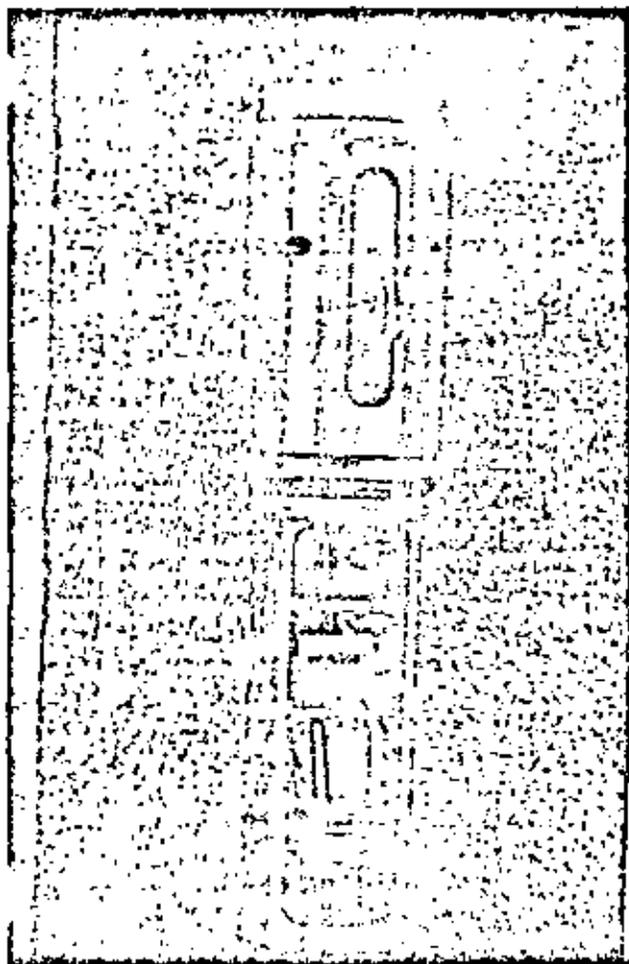
delicado en el diseño del dispositivo y algunos autores (Ver por ejemplo la Ref. 4) han señalado que el material utilizado por Wilson en sus diseños comerciales es demasiado rígido; la experiencia mexicana a este respecto es, sin embargo, satisfactoria.

El aparato, en el momento presente resulta de empleo delicado y es indudablemente costoso. La cantidad de medidas que se obtienen hace necesario contar con el apoyo de una computadora para su procesamiento y ordenación.

El resultado que puede obtenerse es magnífico. La Fig. VI-43, que se presentó en el Volumen I de esta obra permite apreciar el tipo de información que puede obtenerse, que destaca por lo objetiva y clara.

El Instituto Geotécnico de Suecia ha desarrollado un aparato de péndulo, análogo al de Wilson, pero el extremo inferior del péndulo, en lugar de modificar una resistencia incluida en un circuito eléctrico, tal como es el caso del aparato arriba descrito, está sujeto por un resorte instrumentado con sistemas de medidores eléctricos de deformación; cuando el péndulo se inclina varía la longitud del resorte y por lo tanto también la del filamento metálico del medidor eléctrico, con lo que cambia la resistencia de éste y se hace la correspondiente lectura en el circuito, en forma ya análoga al inclinómetro de Wilson.

Geoconsult (Ref. 20) ha desarrollado un inclinómetro también de péndulo que se basa en el siguiente principio (Fig. XIII-11). La unidad sensible tiene dos



Inclinómetro tipo Wilson.

cilindros concéntricos, pudiendo el interior girar respecto al exterior, gracias a un motor eléctrico que se controla desde la superficie; el cilindro exterior se inclina obedeciendo la deformación que sufra la tubería que contiene el aparato, por efecto de los movimientos del suelo. Una balanza electrodinámica que contiene un medidor de intensidades de corriente mantiene siempre el péndulo en el eje de la unidad sensible. El extremo inferior del péndulo está unido a un resorte, de manera que la longitud de éste varía según el aparato se incline más o menos. Como quiera que el resorte, la balanza y el péndulo forman parte de un circuito eléctrico, análogo al del inclinómetro de Wilson y del que pueden hacerse lecturas en la superficie, el cambio de longitud del resorte produce finalmente un cambio en la intensidad de la corriente circulante, que es la que se mide en este caso. Además, accionando el motor y provocando la rotación del cilindro interior de la unidad sensible se podrá llegar a la posición en que el péndulo produzca la mínima desviación de su posición original o deformada, que corresponde al momento en que el péndulo está contenido en el mismo plano en que estaba antes de deformarse, habiéndose corregido gracias al giro cualquier pequeño alabeo adquirido por el aparato al inclinarse. Esta posición del péndulo

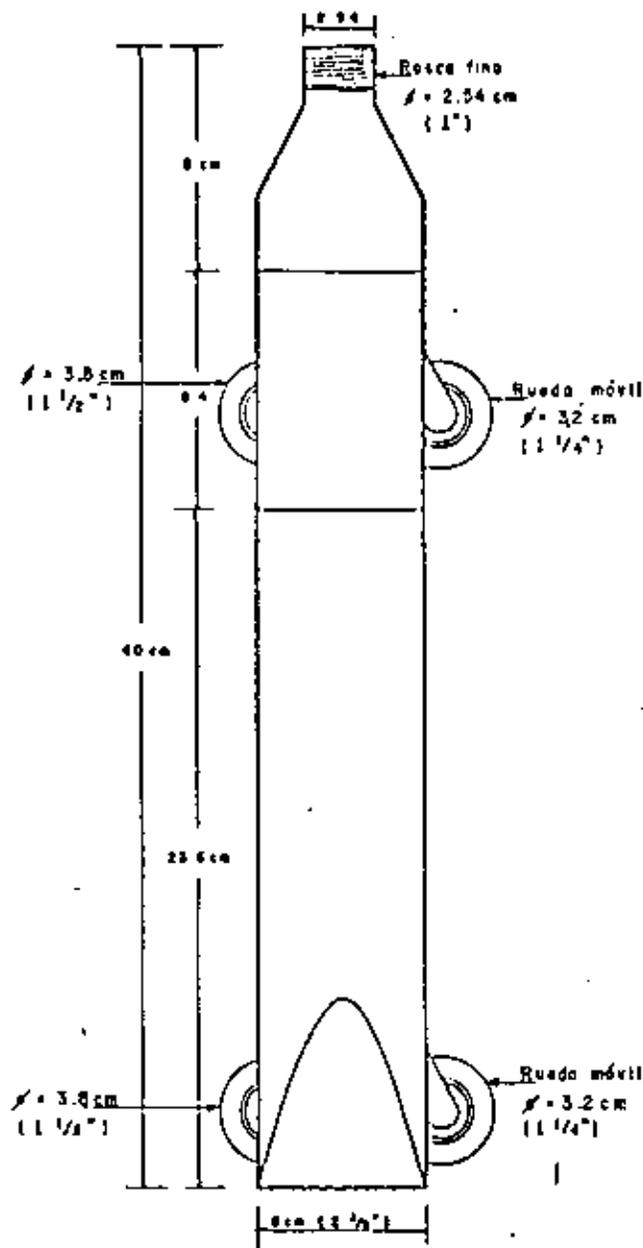


Figura XIII-6. Croquis del inclinómetro armado.

en el mismo plano original se hará notable porque a ella corresponde la máxima intensidad de corriente en el circuito, respecto a cualquier otra posición en que el péndulo además de inclinarse simplemente también gire y se alabe. Una calibración previa de laboratorio permitirá conocer qué ángulo de inclinación corresponde a cada una de las intensidades de corriente medidas.

El inclinómetro Telemac (Ref. 20) se muestra esquemáticamente en la Fig. XIII-12. La unidad sensible es también un péndulo constituido por una pieza metálica flexible de la que cuelga un peso en la parte inferior; en su parte superior, la pieza metálica flexible está sólidamente unida a la cabeza de la unidad sensible. Sobre esta pieza metálica flexible se colocan longitudinalmente, dispuestas en cruz en planos perpendiculares, cuatro cuerdas vibrantes. Estos

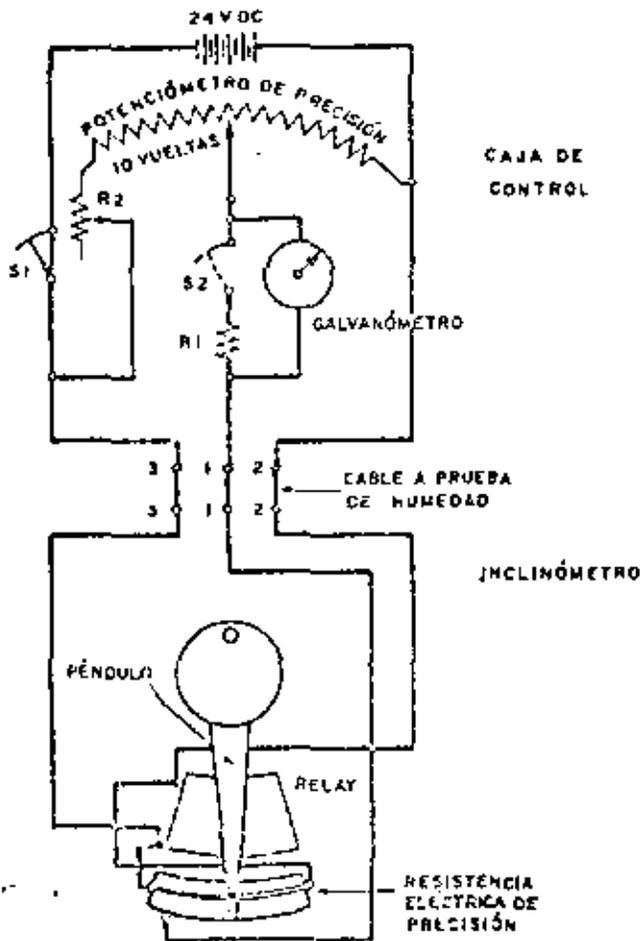


Figura XIII-7. Diagrama eléctrico del inclinómetro conectado con la caja de control.

dispositivos son pequeñas cuerdas metálicas que pueden ser excitadas por un electroimán, que las hace vibrar con una frecuencia natural determinada; si por la aplicación de una tensión se varía la longitud de la cuerda, la frecuencia de vibración cambia bajo la misma excitación. En una consola de medición, sobre la superficie del terreno, existe otra cuerda idéntica, cuyo extremo inferior se puede mover ligeramente con un tornillo micrométrico; el circuito que contiene a la cuerda testigo está puenteado con los que contienen cada par de cuerdas opuestas, de manera que pueden compararse las frecuencias de vibración de las cuerdas, estableciendo cuando son iguales o en cuanto difieren en un momento dado.

Cuando la unidad sensible se inclina, la pieza metálica que contiene las cuerdas se flexiona, de manera que la longitud de estas varía. Una calibración previa de laboratorio permite conocer la inclinación que corresponde a cada posición; para ello ha de igualarse la frecuencia de vibración de la cuerda testigo, variando su longitud en una cantidad controlable, por medio del tornillo micrométrico.

El uso de las cuatro cuerdas permite tomar medidas en dos planos perpendiculares simultáneamente y el tener dos cuerdas opuestas en cada plano (una a tracción y otra a compresión) tiene la ventaja de que

se corrigen automáticamente efectos de temperatura y se verifican lecturas.

La instalación de los inclinómetros (Ref. 11) es delicada y de fundamental importancia. En primer lugar es preciso controlar con cuidado los movimientos de deriva de la boca de los tubos y los de los extremos de los mismos, si están libres. En muchas ocasiones, las tuberías se pueden llevar hasta un estrato resistente, que pueda considerarse inmóvil, hincándolas en él. En este caso, el extremo inferior del tubo es fijo y la posición de la boca podrá controlarse por la propia poligonal que el tubo representa, pero si toda la tubería queda embudada en el material blando que se deforma, será preciso establecer un control topográfico de la boca, para utilizar la poligonal que forma el propio tubo para definir la posición de su extremo. Este control topográfico deberá ser muy cuidadoso, de precisión comparable a la de las lecturas del aparato, so pena de perder todas las ventajas de esta última; el control se establece con poligonales cerradas compensadas, trazadas a partir de puntos suficientemente alejados. Es frecuente que los lugares de terreno blando en que interesa hacer este tipo de mediciones sufran alguna clase de enjambamiento regional (por ejemplo, por bombeo de acuíferos profundos con fines de exploración agrícola); en tales casos, los puntos de referencia lejanos de la poligonal de control, deberán estar en un lugar que participe del movimiento regional, pero suficientemente apartados para no verse afectados por el movimiento del terraplén. Lo que interesa medir es el movimiento lateral del terreno de cimentación, aislado de la componente regional.

En profundidades del orden de 50 m debe ser posible manejar errores máximos de 2 mm en la posición del extremo libre, en inclinómetros controlados sólo por su boca.

Existen una serie de normas que han de ser cumplidas en lo que se refiere a la construcción de los pozos dentro de los que se coloca la tubería del inclinómetro y a garantizar el contacto entre dicha tubería y el terreno circundante. Este contacto se logra rellenando con arena fina el espacio que pueda quedar entre la tubería y las paredes del pozo.

La tubería debe quedar instalada dentro de las zonas de máximo movimiento; si se instala formando una redcula se podrán medir deformaciones unitarias y trazar mapas de deformación, tanto más precisos cuanto más cerrada sea la redcula. Es importante el control de la verticalidad inicial de las tuberías; errores de más de uno o dos grados limitan mucho la utilización de los inclinómetros.

Es esencial un buen conocimiento del terreno natural y su estratigrafía para la interpretación de los resultados y para establecer todos los detalles de la instalación.

La tubería de los inclinómetros puede alterar la situación hidráulica del suelo al proporcionar una vía de intercomunicación de las aguas de varias es-

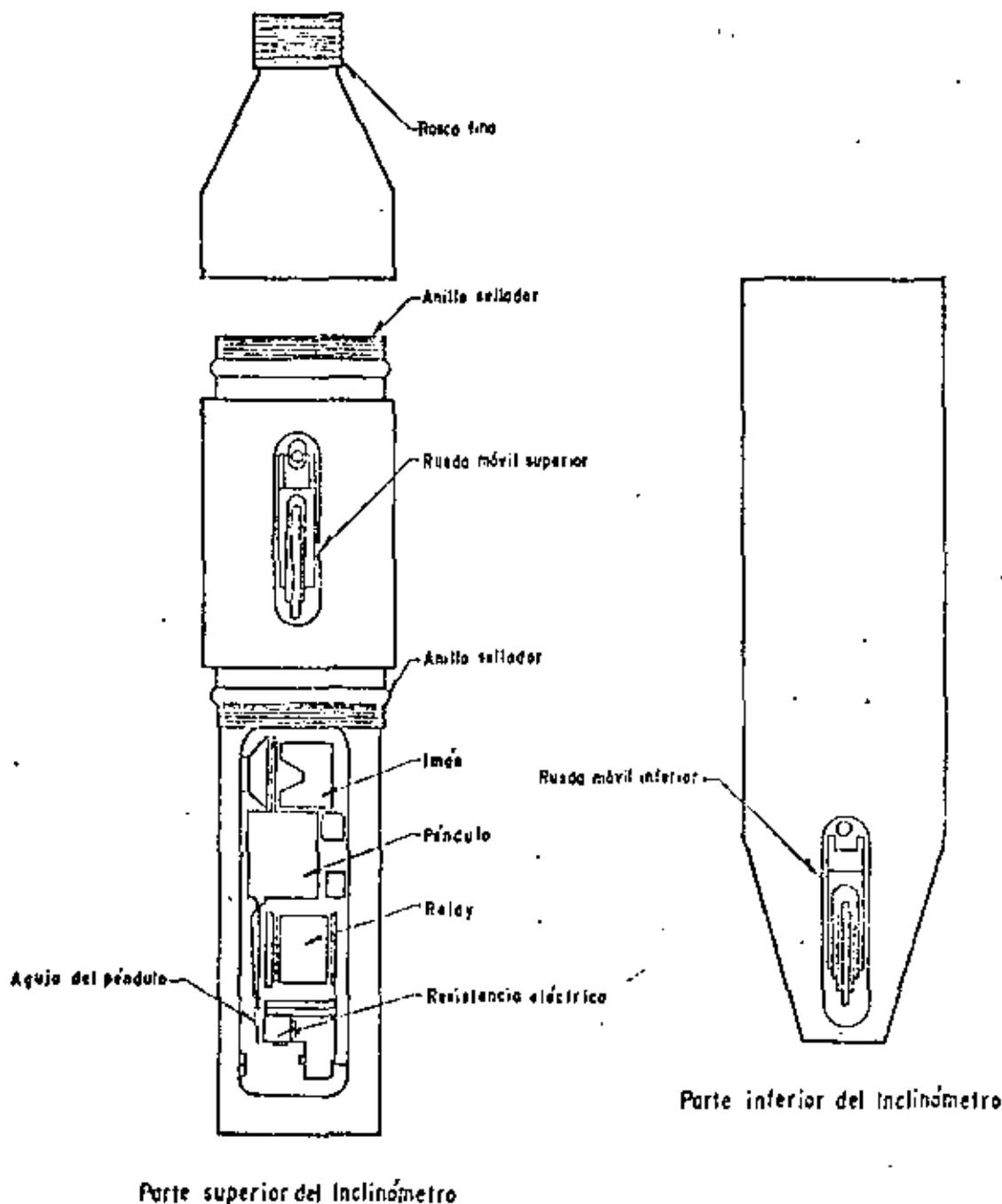


Figura XIII-B. Unidad sensible del Inclinómetro Wilson.

tratos y niveles, influyendo en la obra y, especialmente, en los piezómetros situados en la vecindad.

La tubería del inclinómetro debe colocarse inmediatamente después de perforar el pozo. Puede hacerse introduciendo un acoplamiento de 4 tramos en una misma operación, utilizando un tripieé adecuado. La tubería debe introducirse buscando que la orientación de las ranuras quede lo mejor posible, pero pueden hacerse pequeños ajustes una vez instalada, haciéndola rotar ligeramente dentro del pozo.

El espaciamiento de las operaciones de lectura dentro del tiempo es muy variable y depende de cada proyecto. En términos generales suele convenir usar

espaciamientos menores al principio y mayores en épocas posteriores de medición.

Debe insistirse en la necesidad de establecer, con ayuda de personal especializado un riguroso control estadístico, haciendo en cada punto por lo menos dos lecturas en cada orientación del aparato, con fines de verificación. El programa de computación que se desarrolle para el cálculo de los desplazamientos no debe admitir valores que se desvíen en más de un 5%.

B-3. Detectores de falla de cinta

En la actualidad existe la tendencia a utilizar de-

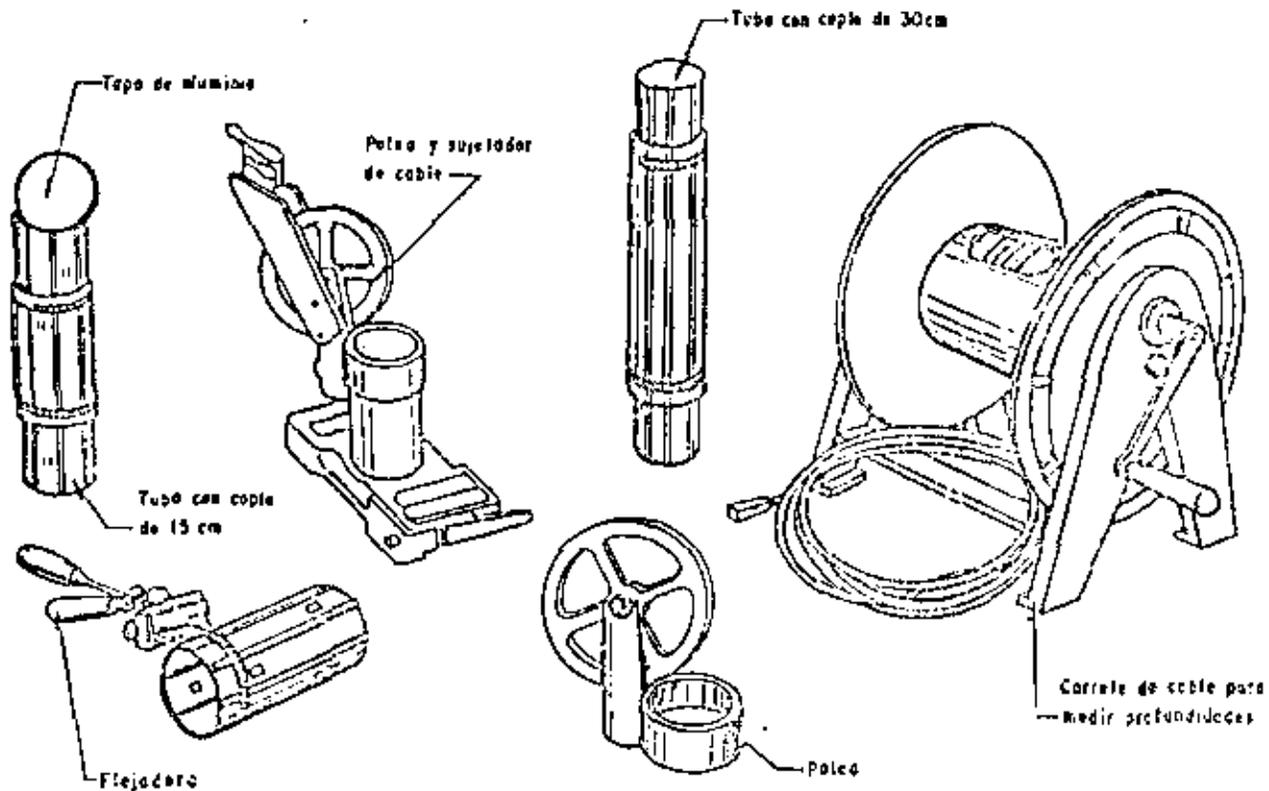


Figura XIII-9. Equipo auxiliar para descenso del inclinómetro. (Tubería de aluminio, carrile y herramientas).

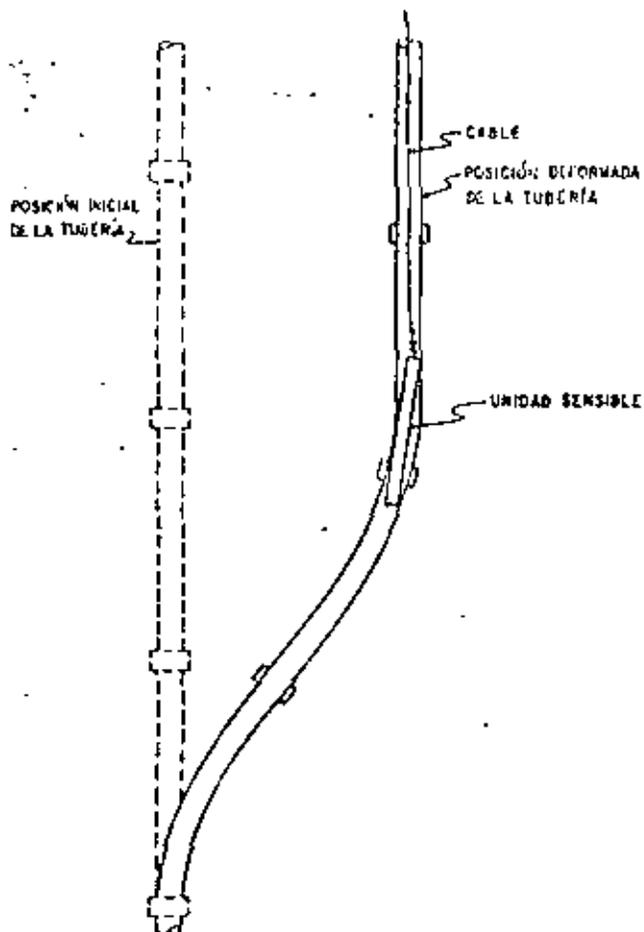
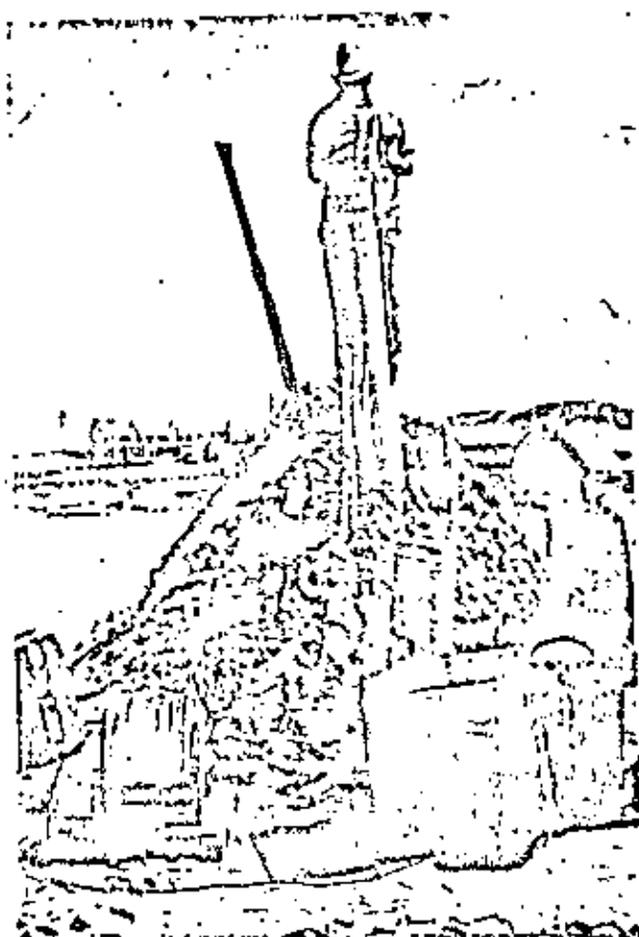


Figura XIII-10. Deformación del conjunto de un inclinómetro.

forminientos para desplazamientos laterales cada vez más pequeños, más delgados y alojados en tuberías de menor diámetro. Esta tendencia ha fructificado al máximo en el desarrollo de deformímetros de cinta, para localizar cualquier superficie de falla a lo largo de la cual se deslicen las masas de suelo.

El dispositivo consiste en una cinta de material plástico que tiene en toda su longitud dos bandas conductoras intercomunicadas de trecho en trecho por resistencias eléctricas conocidas; el conjunto recuerda una escalera pegada sobre la tira de plástico. Todo el dispositivo va recubierto por resinas o materiales impermeabilizantes análogos. Por la parte superior e inferior, la cinta se comunica por cables a una caja exterior, en la que pueden hacerse lecturas de la resistencia eléctrica total del circuito. Cuando sobreviene una falla, la cinta se rompe y, naturalmente, sobreviene también una drástica variación en la lectura que se hace en los medidores externos de la resistencia total del circuito. En principio, puede saberse de cuántas resistencias puente consta el tramo superior de la cinta y de cuántas el inferior, localizando así la superficie de falla.

Los fabricantes de estos instrumentos indican que también son útiles para detectar desplazamientos laterales anteriores a cualquier estado de falla por deslizamiento de tierras. Para ello sugieren introducir en el terreno un tubo de plástico con cuatro cintas dispuestas en cruz, tangencialmente al tubo (Fig. XIII-13). Cuando éste se deforma, las cintas se romperán en las zonas de tracción y el análisis de los datos obtenidos permitirá reconstruir la deformada



Operación de toma de lecturas con el inclinómetro.

del tubo. Los autores carecen de experiencia en el uso de los detectores para estos fines, pero en principio el manejo del instrumento se ve demasiado delicado y resulta dudoso el poder medir los desplazamientos laterales, aun cuando la precisión del aparato permite situar cualquier ruptura de una cinta con un error no mayor de 15 ó 20 cm.

Las cintas se colocan en el interior de pozos previamente perforados y se recomienda embeberlas en concreto o lechada de cemento.

C. Medición del estado de presiones en el agua

En los problemas relacionados con la colocación de terraplenes sobre suelos blandos es esencial el conocimiento de la evolución de las presiones en el agua del subsuelo en exceso de la hidrostática. Esta medición tiene tres objetivos fundamentales:

- Conocer las condiciones hidráulicas en el interior de los estratos que constituyen el subsuelo.
- Conocer el grado de consolidación en cada momento de la vida del terraplén. En el Capítulo I se vio cómo el proceso de consolidación implica una transferencia de presión del agua que satura el suelo a la estructura sólida del

mismo; en principio toda la carga del terraplén será tomada por el agua, produciéndose en ella una presión neutral que, en principio puede conocerse, en relación a las condiciones iniciales de presión, que también pueden ser determinadas. Después, a medida que el proceso de consolidación progresa, el exceso de presión adquirido por el agua tenderá a disminuir con el tiempo, con un aumento correspondiente de la presión efectiva. El conocimiento de la presión en el agua en cualquier momento intermedio del proceso permite establecer la etapa en que se encuentra el proceso de consolidación en ese momento.

- Conocer en cualquier momento la resistencia del terreno de cimentación, bajo el terraplén, para establecer la evolución del factor de seguridad (Cap. VI, Fig. VI-10).
- Verificar el funcionamiento de elementos de subdrenaje o de medidas que pudieran existir para controlar el flujo de agua hacia excavaciones.

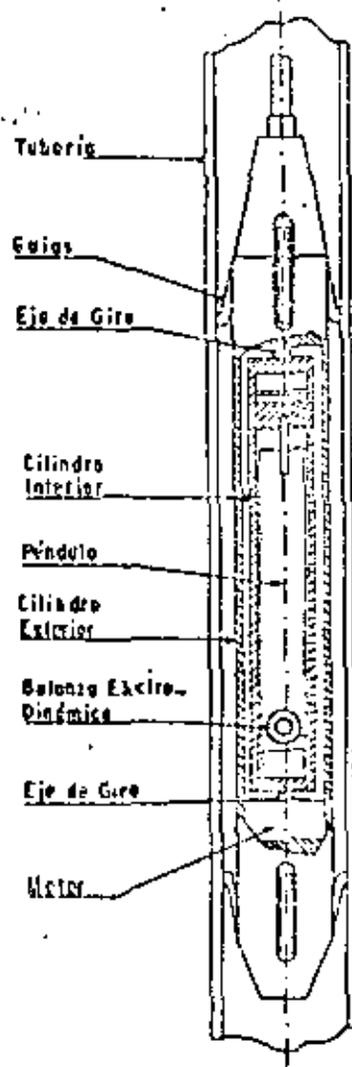


Figura XIII-11. Inclinómetro tipo Geocomult (Ref. 20).

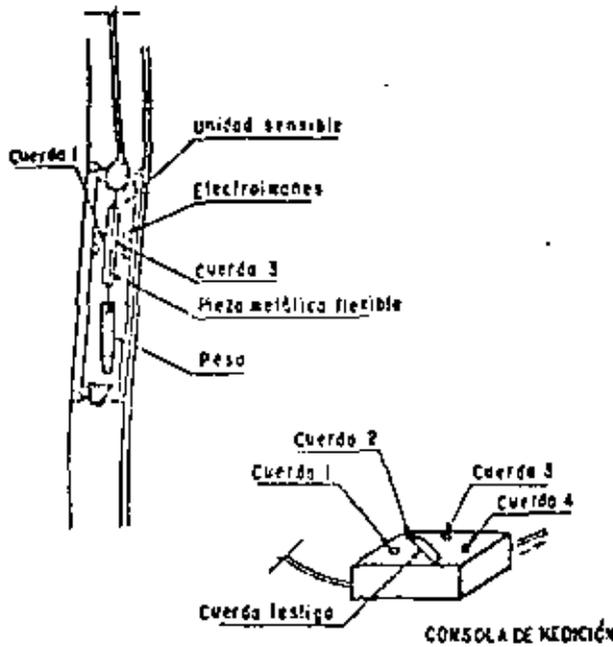


Figura XIII-12. Inclinómetro de cuerdas vibrantes (Telemac. Ref. 20).

Establecer cualitativa y aun cuantitativamente problemas locales de falla, antes de que progresen lo suficiente para producir un incidente grave.

Los aparatos cuya función es medir la presión del agua en un punto del subsuelo se denominan genéricamente piezómetros. En condiciones puramente estáticas la carga de presión en cualquier punto del terreno de cimentación está dada por la posición del nivel freático; sin embargo esta condición no es demasiado frecuente en la naturaleza, excepto en masas de suelo muy homogéneas y planas. Además, cualquier obra ingenieril tiende a producir cambios en los estados de esfuerzos, que implican generalmente cambios en el estado de presión en el agua, de manera que las relaciones hidrostáticas ya no bastan para representar la condición de los terrenos en lo que se refiere a la interrelación entre las presiones de poro que se desarrollen y la resistencia.

Las observaciones del nivel de aguas freáticas en los pozos de sondeos son siempre muy difíciles de interpretar; aún en condiciones hidrostáticas, un recubrimiento de las paredes del sondeo por todo de perforación o formado accidentalmente por las operaciones de exploración, basta muchas veces para disimular la presencia del nivel freático. Un pozo de exploración, recibirá agua de todos los estratos que se crucen en que la altura piezométrica sea mayor que la que corresponda al fondo del pozo y perderá agua a través de todos los estratos en los que dicho nivel piezométrico sea menor; estos hechos enmascaran el significado de la altura que alcance el agua en un pozo dado. Si las relaciones que rigen al agua en la vecindad de ese pozo de exploración no son hidrostáticas, ruenos aún puede esperarse que el nivel del agua en

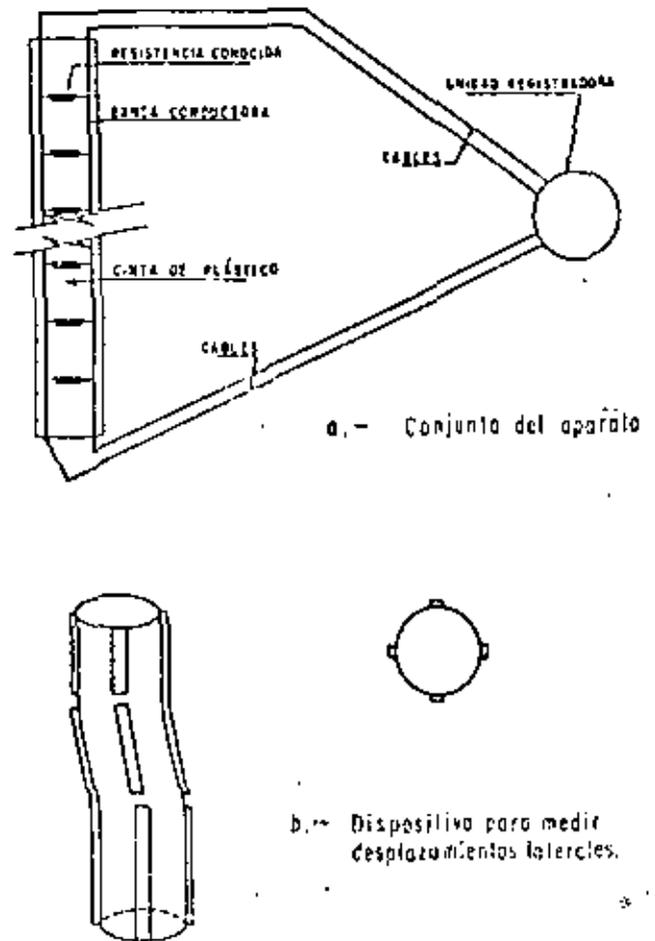


Figura XIII-13. Cinta detectora de fallas.

el pozo indique con la precisión suficiente la verdadera situación; considérese simplemente el hecho de que en suelos finos, generalmente impermeables, se requerirían enormes volúmenes de agua, que necesitarían muchísimo tiempo para movilizarse, hasta que se estableciera una altura de agua en el pozo que indicase el verdadero estado de presiones.

Por lo anterior, ha de considerarse que la simple observación de los espejos de agua en los pozos de exploración no basta para obtener conclusiones de los estados de presión, aún en los casos muy claros y sencillos y es totalmente inadecuada cuando las condiciones del subsuelo se hacen cambiantes o más complejas, tal como sucede, por ejemplo, si un proceso de consolidación está teniendo lugar.

Un piezómetro es un aparato que mide la carga de presión del agua en el punto en el que queda instalado. Todos los piezómetros trabajan con el principio de equilibrar con alguna clase de contrapresión, que se lee, la presión que el agua del terreno ejerza al actuar sobre una unidad sensible; según sea la clase de contrapresión que se utilice se tendrán diversos tipos de piezómetros.

La Fig. XIII-14 muestra el tipo original de piezómetro, denominado abierto, diseñado por A. Casagrande (Refs. 12 y 13).

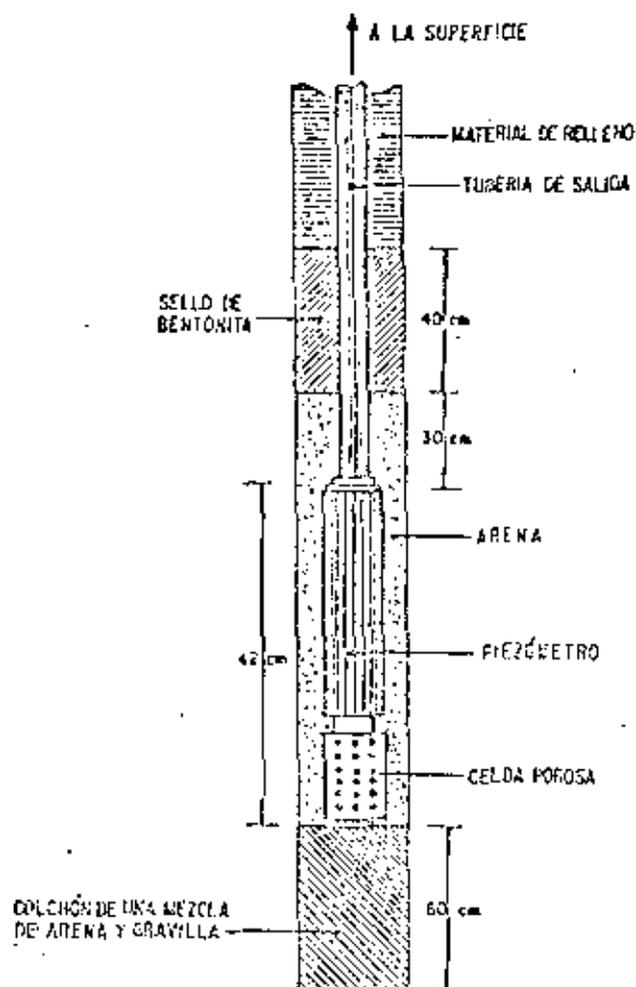


Figura XIII-14. Piezómetro abierto tipo Casagrande.

En este aparato, el agua entra al interior de la unidad sensible a través de la celda porosa, llenándola y estableciendo en su interior la presión que tenga en el subsuelo; como consecuencia, ascenderá por la tubería hasta una altura tal que produzca, por su peso, una contrapresión que equilibre la presión existente en la unidad sensible.

El nivel del agua dentro del tubo de salida puede medirse por métodos eléctricos. En la superficie del terreno se instala un ohmímetro, cuyos terminales se juntan, cuidando de que no hagan contacto, en un solo cable con diámetro apropiado para que pueda penetrar en la tubería del piezómetro, lastrándolo convenientemente, con pequeñas masas de plomo. En el extremo inferior del alambre se instala un tapete de hule o plástico, a través del cual se pasan las dos terminales del ohmímetro, ya sin ningún recubrimiento protector; cuando las terminales desueltas tocan el nivel del agua se cierra el circuito alimentado por las baterías del ohmímetro, lo que se manifiesta por un salto brusco de la aguja del medidor del aparato. Conviene recubrir las terminales desnudas con un poco de grasa, para impedir la formación de una película de agua entre ambas.

Cuando las condiciones de presión sean tales que

el agua se derrame por el extremo de la tubería del piezómetro, en la superficie, las presiones deben medirse con un manómetro de Bourdon instalado en dicho extremo y siguiendo la secuela que se indica en la Ref. 14.

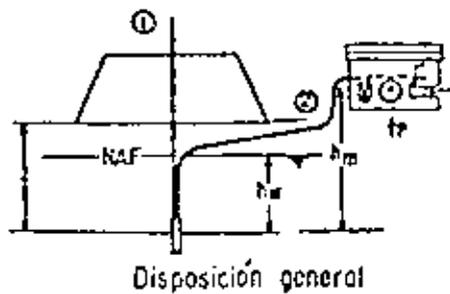
Hvorslev (Ref. 15) ha señalado varios inconvenientes serios del piezómetro abierto. El más importante es, sin duda, el que proviene del tiempo que ha de transcurrir entre cualquier cambio en la presión del agua del subsuelo y la respuesta del aparato, motivado por la necesidad de que un volumen relativamente alto de agua entre en la unidad sensible, a través de la celda porosa y establezca el equilibrio interior, con el correspondiente cambio en la altura de agua en la tubería de salida al exterior, lo que puede demandar nuevos volúmenes de agua o eliminación de sobrantes. Todas estas operaciones se hacen muy lentas en suelos poco permeables, que son aquellos en que más frecuentemente se han de instalar los piezómetros. Este retardamiento depende del diámetro de la tubería de salida, que por esta razón suele ser delgada, con no más de uno o dos centímetros, de las dimensiones y espacios vacíos de la unidad sensible y, ya se dijo, de la permeabilidad del suelo. El filtro de arena en torno a la unidad sensible incrementa mucho la eficiencia de la entrada o salida del agua y ésta es una de las razones importantes para ponerlo. La Ref. 1 recoge datos de Hvorslev sobre el retardamiento de piezómetros abiertos de diferentes tipos y en ella puede verse que el fenómeno tarda de traducirse en un tercio de segundo, pues frecuentemente ha de medirse en muchos días o en bastantes meses.

El retardamiento se ve también muy influido por fenómenos de anisotropía en la permeabilidad.

Las burbujas de gas que puedan alojarse en el sistema pueden producir efectos muy divertos. Cuando se alojan dentro de la unidad sensible o en la zona de contacto entre el aparato y el suelo que lo rodea, disminuyen la permeabilidad dificultando el flujo del agua y aumentando los períodos de retardamiento. El cambio en volumen que los gases sufren al variar la presión incrementa generalmente el tiempo de respuesta del aparato. Por estas razones no se recomienda la utilización de tubos metálicos, pues en ellos se producen fenómenos electroquímicos que causan la aparición de gases. Tubos de plástico, del tipo Saran o similares son de uso universal.

Para eliminar los inconvenientes anteriores y hacer más rápida la respuesta del aparato a los cambios de presión en el agua del subsuelo, se han desarrollado algunos piezómetros que funcionan con necesidades de flujo interno de agua mucho menores y retardamientos correspondientemente más pequeños. La Fig. XIII-15 muestra un modelo desarrollado por la técnica francesa (Ref. 4).

El aparato consiste en una unidad sensible de paredes porosas, de la que salen hacia el exterior dos tubos. Uno de ellos, marcado como I en la figura, se



Disposición general

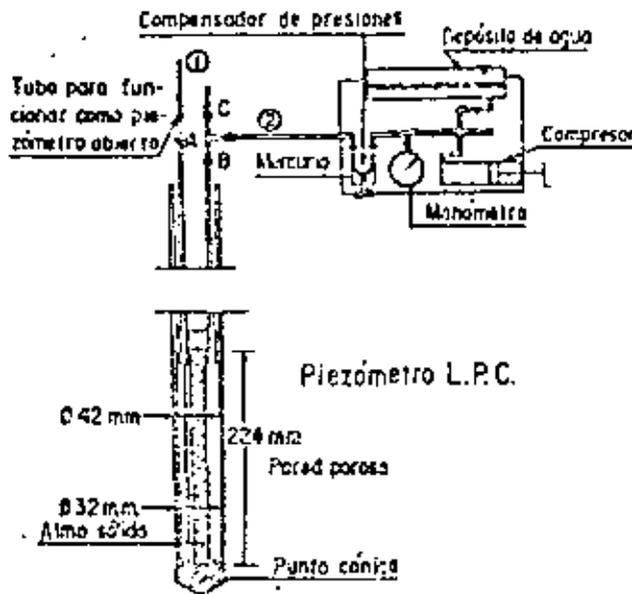


Figura XIII-15. Piezómetro L.P.C. (Ref. 4).

utiliza cuando el piezómetro se instala como abierto, porque así lo permita el terreno en el que se coloca; en tal caso, el piezómetro funciona como arriba se describió y la presión se lee bien sea determinando la altura de agua por medio de un alfilerómetro o instalando en el extremo un manómetro. El tubo número 2 conecta la unidad sensible con un dispositivo para ser utilizado en aquellos suelos en que los tiempos de retardamiento serían muy grandes. Después de instalado el aparato, el agua habrá llenado la unidad sensible y el tubo 2, hasta un compensador de presión, que es simplemente un manómetro de mercurio. Dentro de ese manómetro se establece el mismo nivel de mercurio en las dos ramas con la ayuda de un compresor, que debe de producir una presión igual en la rama de la derecha que la que actúa sobre la rama de la izquierda. En estas condiciones el aparato se encuentra en la lectura inicial y la presión del compresor en ese instante se lee en el manómetro intercalado en la línea. Cualquier variación posterior de la presión en el subsuelo producirá un desequilibrio en el compensador de presiones de mercurio, el cual se ajustará por medio del compresor, produciendo una presión que se lee en el manómetro.

Con referencia a la parte alta de la figura, si p es la lectura del manómetro, h_w la diferencia de alturas

entre la unidad sensible y el compensador de presión de mercurio y h_m la diferencia de altura entre la unidad sensible y el nivel freático, en un momento en que el compensador de presión esté en equilibrio, la presión total del agua en el subsuelo será:

$$u = p + h_w \gamma_w \quad (13-1)$$

La presión hidrostática correspondiente al punto en que la unidad sensible esté instalada, será:

$$u_s = h_w \gamma_w \quad (13-2)$$

Por lo tanto la presión que haya en la unidad sensible por arriba de la hidrostática podrá calcularse con la expresión:

$$\Delta u = u - u_s = p + \gamma_w (h_w - h_w) \quad (13-3)$$

La experiencia de utilización de este aparato dice que los tiempos de retardamiento cuando se halla en funcionamiento son inferiores a las tres horas. Debe notarse que el volumen de agua en la unidad sensible y en la tubería hacia el exterior, prácticamente no necesita cambiar para que el instrumento responda. Esto convierte al aparato prácticamente en un piezómetro cerrado que opera a volumen constante de agua.

Además de su ventaja de bajo tiempo de retardamiento, el aparato es de sencillo manejo, fácil instalación, buena precisión y puede construirse con materiales resistentes y a poco costo.

En contra, no puede adaptarse a cambios de presión muy rápidos, que ocurran en tiempos menores que su tiempo de retardamiento, lo cual lo hace inútil, por ejemplo, para medir cambios de presión debidos a efectos dinámicos. Probablemente es sensible a cambios de temperatura.

En términos generales, el problema del retardamiento de la respuesta de los piezómetros por la necesidad de la movilización del agua que los opera ha tratado de combatirse con diseños que operen a volumen de agua prácticamente constante (piezómetros cerrados). De éstos existen muchos tipos y diseños. La Ref. 16 analiza varios de ellos, estudiando los tiempos de retardamiento en cada caso. La Ref. 17 constituye también una buena fuente de información para estos problemas.

La Fig. XIII-16 muestra un tipo de piezómetro operado con inyección de aire (neumático), que ha sido muy usado por la tecnología mexicana exitosamente.

La unidad sensible (parte a de la figura) tiene una celda porosa, a la que penetra el agua exterior, estableciendo dentro de ella su estado de presiones; lo mismo sucede en la piedra porosa que va en la parte superior de la celda. En rigor, al igual que en todos los piezómetros cerrados, la celda porosa se introduce previamente saturada de agua desaireada, para redu-

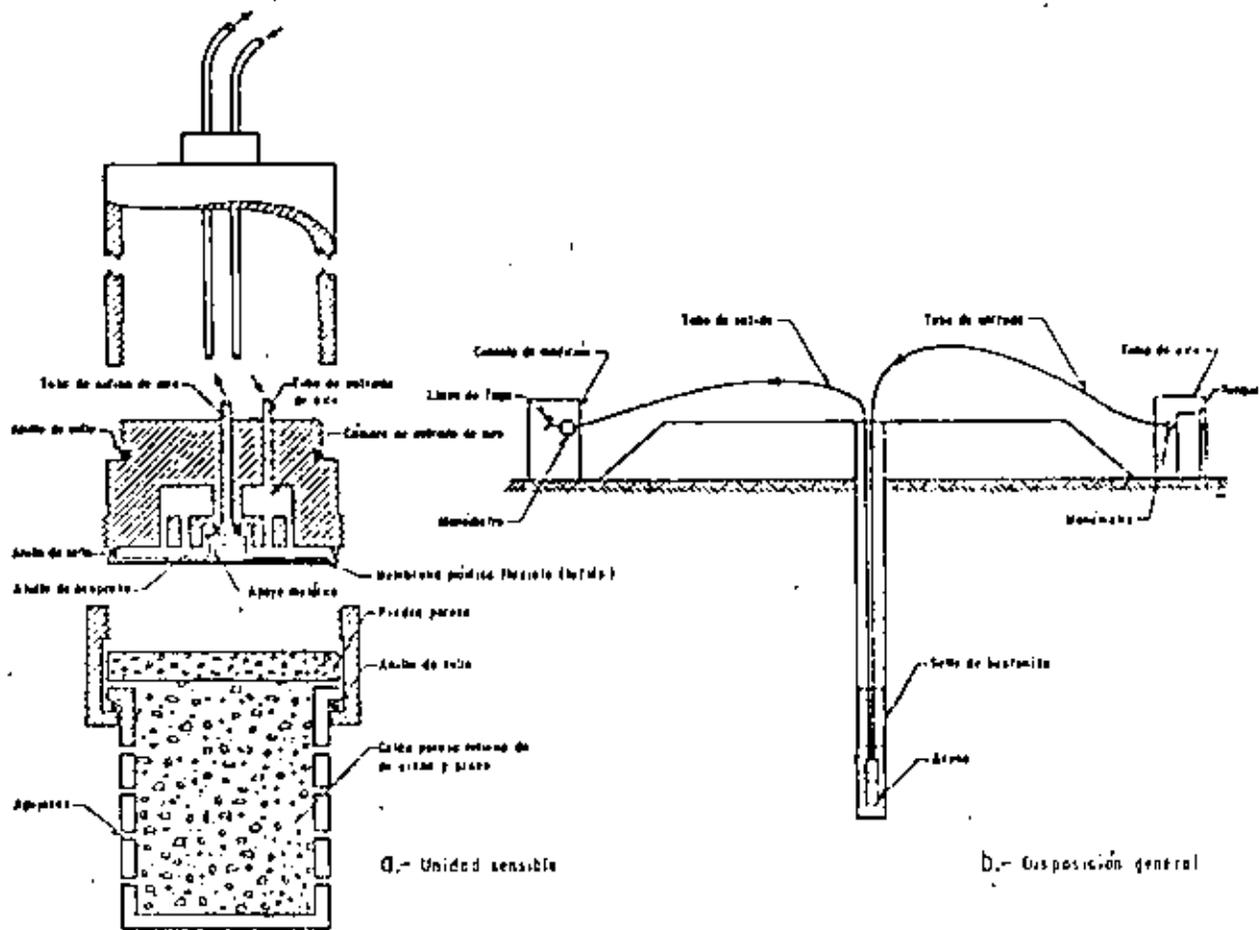


Figura XIII-16. Piezómetro cerrado tipo neumática.

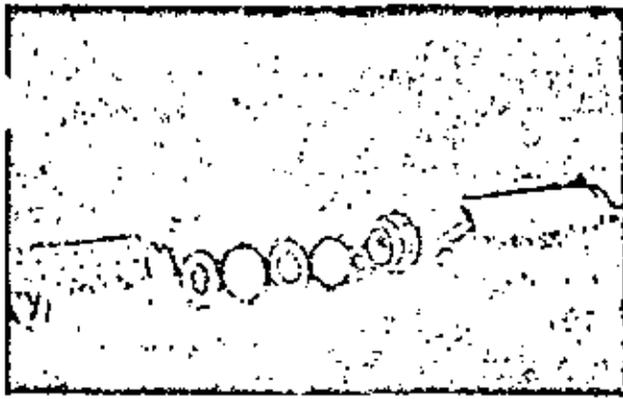
cir al mínimo los retardamientos, la influencia del aparato en el ambiente exterior y los errores de medición. La unidad sensible se instala en la misma forma que se esquematizó en el piezómetro abierto en la Fig. XIII-14.

La presión ejercida en la celda porosa hace que la membrana de teflón se optima hacia arriba. En el exterior existe una unidad de toma de aire (parte b de la figura), en la que un tanque de aire a presión introduce este elemento a través de la tubería plástica de entrada hasta la unidad sensible. El dispositivo de toma de aire incluye el tanque con su manómetro acoplado y un regulador de presión, en el cual ésta se ajusta a valores próximos a los que se espera sea la presión que en el agua se va a medir; otro manómetro debe estar instalado inmediatamente después del regulador de presión, para conocer el valor de este concepto con que finalmente llegará el aire a la unidad sensible. Cabe comentar que recientemente se están utilizando otros gases en vez de aire, para lograr menor reactividad química y otras ventajas de detalle.

El aire inyectado llegará a la cámara A, que es una sección toroidal circular (parte a de la figura) y presiona hacia abajo a la membrana, hasta lograr desplazarla ligeramente, junto con el apoyo metálico. En ese momento se produce una fuga de aire en el

anillo de neopreno y el elemento puede pasar a la tubería de salida, llegando a la consola de medición (Parte b de la figura).

En la consola de medición se registra la presión con que llega el aire, en un manómetro; probablemente esta presión es parecida a la que tiene el agua en la celda porosa, pero lógicamente algo mayor. Para que la presión del aire que se recibe represente exactamente a la presión del agua en la celda porosa se recurre a una llave de fuga controlada en la propia consola de medición. Al abrir esta llave el aire disipa cualquier presión en exceso de la mínima necesaria para mantener el flujo general. De hecho la medida en el manómetro de la consola de medición se hace en el momento en que el anillo de neopreno vuelve a impedir la circulación general del aire. En rigor esta presión así medida sólo da la presión del agua en la celda porosa a través de una curva de calibración previa hecha para todo el aparato en el laboratorio, debido a que el equilibrio de la membrana de teflón no indica la igualdad de las presiones de aire y agua por arriba y por abajo de ella, puesto que esas dos presiones se ejercen a través de áreas algo diferentes. La curva de calibración previa tiene la ventaja adicional de que en ella quedarán automáticamente tomados en cuenta todos los aspectos que habrían de ser corregidos, referentes a efecto de



Piezómetro neumático. Partes constitutivas.

la rigidez de la membrana, disipación de presión en las tuberías, etcétera.

El retardamiento de respuesta de estos instrumentos es ya bastante bajo, del orden de unas pocas horas para los suelos impenmeables.

También existen piezómetros eléctricos, dos de los cuales se ilustran en la Fig. XIII-17. El principio de

acción de todos estos instrumentos es el mismo. Existe la correspondiente celda porosa a través de la cual el agua presiona hacia arriba una membrana flexible. En la parte superior de la membrana está fijo el dispositivo de medición, que puede variar de unos modelos a otros, pero que generalmente consiste en un dispositivo de cuerda vibrante o en un sistema de medidores eléctricos de deformación.

En el piezómetro con cuerda vibrante, existe uno de estos elementos dentro de la unidad sensible. El extremo inferior de esta cuerda está ligado a la membrana medidora de presión de que se habló. En las condiciones iniciales la cuerda tiene una cierta longitud y una cierta tensión, de manera que al ser excitada por un electroimán vibra con una cierta frecuencia natural. En una consola de medición, sobre la superficie del terreno, existe otra cuerda idéntica cuyo extremo inferior se puede mover ligeramente con un tornillo micrométrico; los circuitos de ambas cuerdas están puenteados, de manera que las frecuencias de vibración de ambas cuerdas pueden compararse, estableciendo el momento en que son iguales, lo que sucede en la posición inicial del aparato.

Cuando la membrana sube por efecto de la presión del agua, se modifica la longitud de la cuerda en la unidad sensible y, correspondientemente, su frecuen-

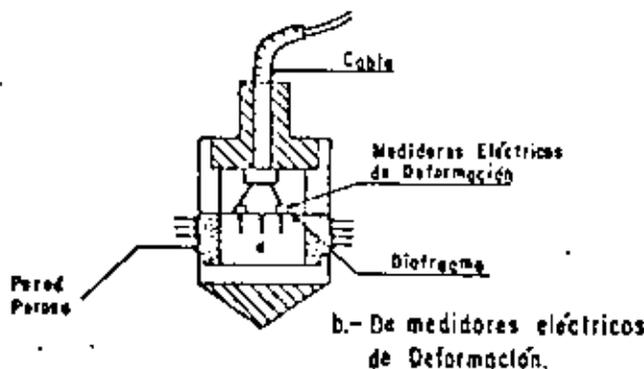
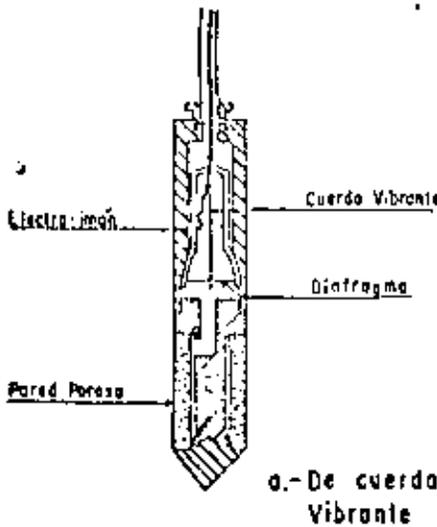
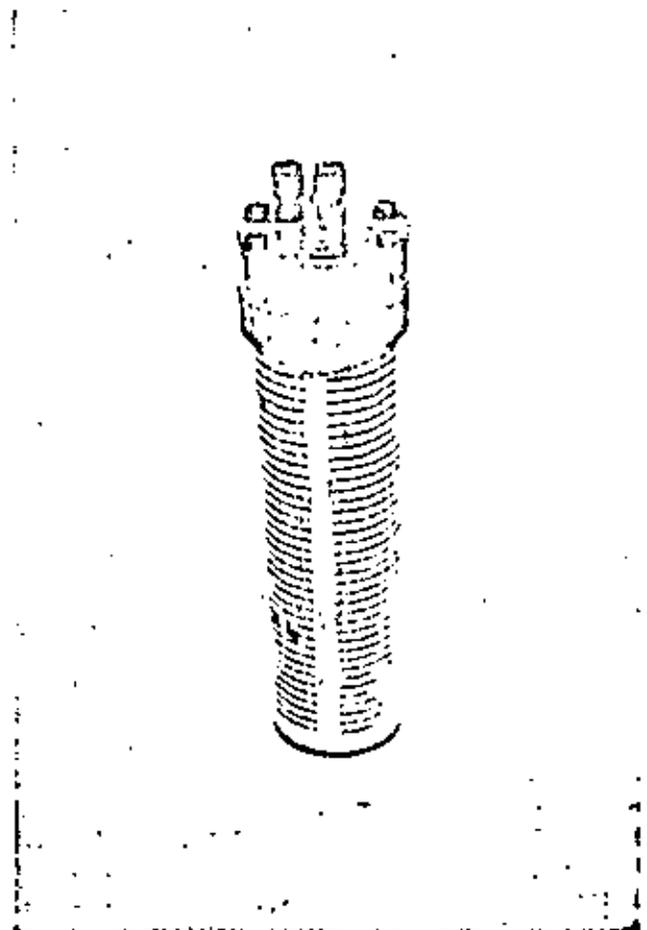


Figura XIII-17. Piezómetros eléctricos.



Otro tipo de piezómetro neumático.

cia natural de vibración, por lo que habrá que mover el tornillo micrométrico de la cuerda de la consola de medición, hasta igualar las dos frecuencias. Puede conocerse lo que ha sido necesario modificar la longitud de la cuerda de la consola y estos valores se traducen a una lectura de presión correspondiente mediante una calibración previa cuidadosa hecha en el laboratorio. El aparato es de respuesta prácticamente instantánea y relativamente poco sensible a problemas derivados de la acción físico-química de las aguas.

En el aparato que utiliza sistemas de medidores eléctricos de deformación éstos, que son pequeñas celdas que contienen un filamento metálico cuya resistencia cambia con la longitud, se disponen sobre la membrana captadora de presión. Cuando la membrana se deforma se hace la lectura correspondiente. Existen hoy medidores en espiral, muy apropiados al caso.

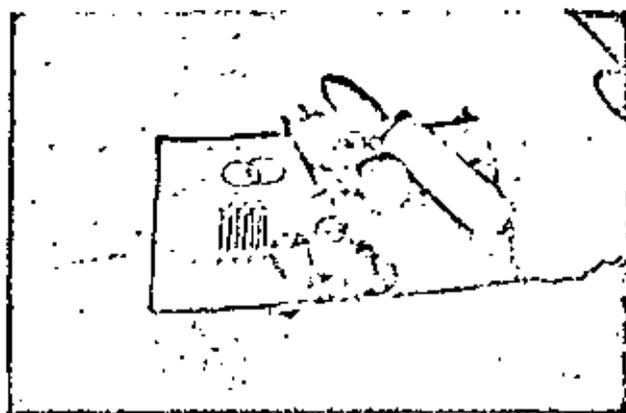
Otros modelos europeos de piezómetros se mencionan en la Ref. 20.

La instalación de un piezómetro merece tanta atención como el diseño y construcción del piezómetro mismo. Un sellado inefficiente puede echar a perder el funcionamiento de cualquier aparato; otro tanto se puede decir de un mal filtro. En piezómetros profundos instalados en suelos muy deformables, con frecuencia la tubería produce un fenómeno de auto-inducido, que genera una presión en la punta, de manera que el piezómetro, actuando como émbolo, da lecturas falsas. En estos mismos casos, otra fuente de error puede tenerse por el cambio de posición del dispositivo a lo largo del tiempo. Estos últimos peligros han de resolverse aislando el aparato y su tubería de conexión de los movimientos del terreno circundante.

La instalación está íntimamente ligada con la estratigrafía. En el caso de tener capas de arcilla y arena interestratificadas, deberá tenerse especial cuidado en que las unidades sensibles de los aparatos queden ubicadas en los mantos de arcilla.

En lo que se refiere a la profundidad de la instalación, ésta deberá llevarse ya sea hasta localizar los mantos firmes del subsuelo o hasta aquella profundidad donde la presión normal, inducida por la sobrecarga en la superficie, alcance ya valores carentes de significación en lo que se refiere a la consolidación del subsuelo; esto suele suceder cuando los esfuerzos inducidos llegan a ser un 5 ó un 10% de la presión superficial. Conviene instalar varios piezómetros en un mismo eje de mediciones, en forma escalonada a diferentes profundidades.

Un enemigo muy importante de muchos piezómetros es el conjunto de efectos de corrosión y ataque a las partes metálicas fundamentales por parte de las aguas impuras, que por otra parte son tan frecuentes en las zonas de suelos blandos y compresibles en que los piezómetros han de usarse. El aislamiento de partes metálicas atacables debe verse por lo menos como



Partes constitutivas del piezómetro de la foto anterior.

muy difícil. La mejor manera de combatir estos efectos es la eliminación del uso de los metales y el diseño de aparatos con todas sus partes de plásticos no susceptibles a estos fenómenos.

La Fig. XIII-18 muestra gráficamente el conjunto de datos que es posible obtener de una instalación de piezómetros. En este caso se trata de piezómetros neumáticos instalados en los terraplenes de prueba que la Secretaría de Obras Públicas de México construyó con vistas a obtener datos para el proyecto de una autopista, a través de la zona del Lago de Texcoco.

El terraplén tiene 5 m de altura, más un metro que corresponde a incrustación de material importado en la superficie lodosa del lago. En un caso se presentan las medidas de 3 piezómetros instalados en el mismo pozo, si bien se han dibujado separados por claridad; en el otro caso el pozo contiene dos piezómetros a diferentes profundidades. Los tiempos en que se reportan las medidas corresponden a fechas similares en los años que se indican.

La Fig. XIII-19 muestra esquemáticamente los datos que es posible obtener comparando la evolución del asentamiento con la de las presiones en el agua. Se trata de lecturas obtenidas bajo un terraplén de acceso de 12.5 m de altura, construido sobre un subsuelo arcilloso blando compresible; la evolución del asentamiento muestra que éste es un caso en el que la construcción previa del terraplén puede solucionar muchos problemas, puesto que prácticamente todo el asentamiento ha tenido lugar en los 5 ó 6 primeros meses. Debe notarse la correspondencia del proceso de carga con la elevación de presiones en el agua y del proceso de asentamiento con el descenso de dichas presiones, marcándose siempre un cierto retardamiento en la recuperación de las presiones con relación a los cambios de carga en la superficie.

Otros ejemplos del uso de piezómetros y de la información que de ellos puede obtenerse están contenidos, por ejemplo, en la Ref. 18.

La elección del piezómetro que se utilice bajo terraplenes en terrenos blandos depende mucho del caso particular, pero en general convienen aparatos de respuesta rápida y muy resistentes a la acción de aguas salobres y contaminadas.

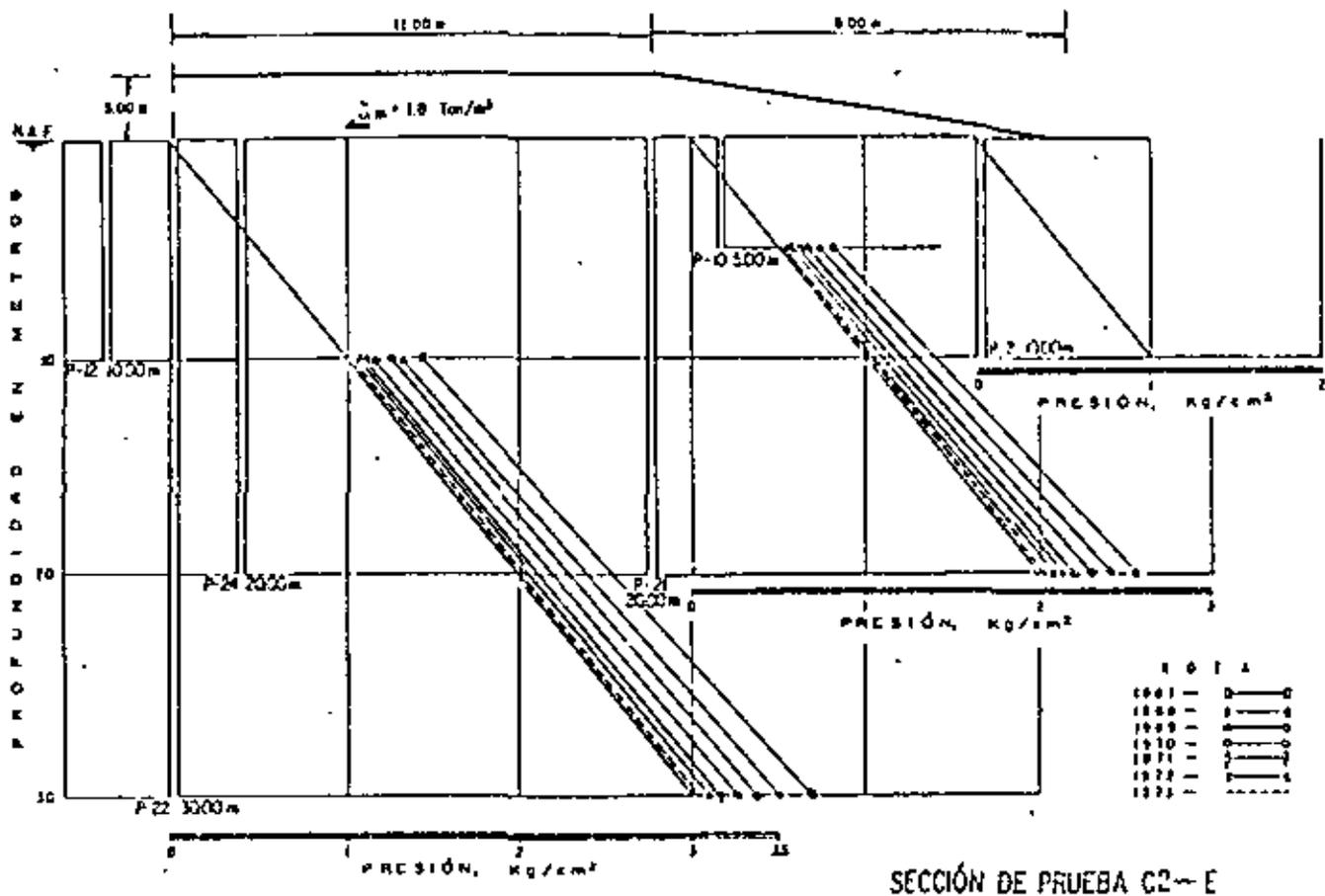


Figura XIII-15. Datos piezométricos bajo un terraplén construido sobre suelos blandos.

D. Medición de la presión transmitida por los terraplenes al terreno de cimentación

En todos los análisis de estabilidad se acepta que la presión transmitida por los terraplenes al terreno natural es el producto del peso específico del material que forma la estructura por la altura de la misma. Esta es, desde luego, una consideración suficientemente precisa en la gran mayoría de los casos, pero pudiera haber alguno en que tuviera realmente importancia conocer con la máxima exactitud posible la presión que se aplica. Esta puede diferir del producto antes dado, tal como éste pueda plantearse en un caso real, por tenerse incertidumbre en el peso volumétrico del material empleado, que puede variar por heterogeneidades en el propio material, por cambios en el proceso de compactación o por variaciones posteriores con el tiempo. Teniendo en cuenta que en las vías terrestres muchos terraplenes sobre suelos blandos han de diseñarse con factores de seguridad muy bajos (del orden de 1.1 ó 1.2), no es difícil imaginar casos en que convenga conocer valores muy precisos de la presión transmitida.

Otro caso en que puede resultar muy conveniente el medir presiones transmitidas por el terraplén no sólo en la sección de contacto con el terreno natural,

sino en planos horizontales a diferentes profundidades es aquel en que se desee verificar la hipótesis que se haya adoptado sobre distribución de presiones con la profundidad o en que se quiera comparar los asentamientos que ocurren a distintas profundidades con los esfuerzos normales verticales que a ellas lleguen.

Todos los medidores de presión vertical son celdas de presión que miden esfuerzos totales aplicados sobre ellas. Casi todas las que hoy se utilizan son celdas eléctricas o hidráulicas. Las celdas eléctricas tienen por lo general un diafragma elástico deformable, sobre el que se instalan o cuerdas vibrantes o sistemas de medidores eléctricos de deformación (Fig. XIII-20), que funcionan en forma análoga a como se describió para el caso de los piezómetros eléctricos.

La celda es un cilindro de gran diámetro en comparación a su altura, cuya tapa superior suele ser flexible; bajo ella hay una cámara llena de aceite cuyo objeto es distribuir y uniformizar la presión que se ejerza sobre el diafragma medidor instrumentado, que es la verdadera unidad sensible del aparato y que contiene o el dispositivo de cuerda vibrante o los medidores eléctricos de deformación, de resistencia variable. Esta unidad sensible está integrada a un puente de Wheatstone, situado en la superficie, de manera que es posible detectar cualquier cambio de resisten-

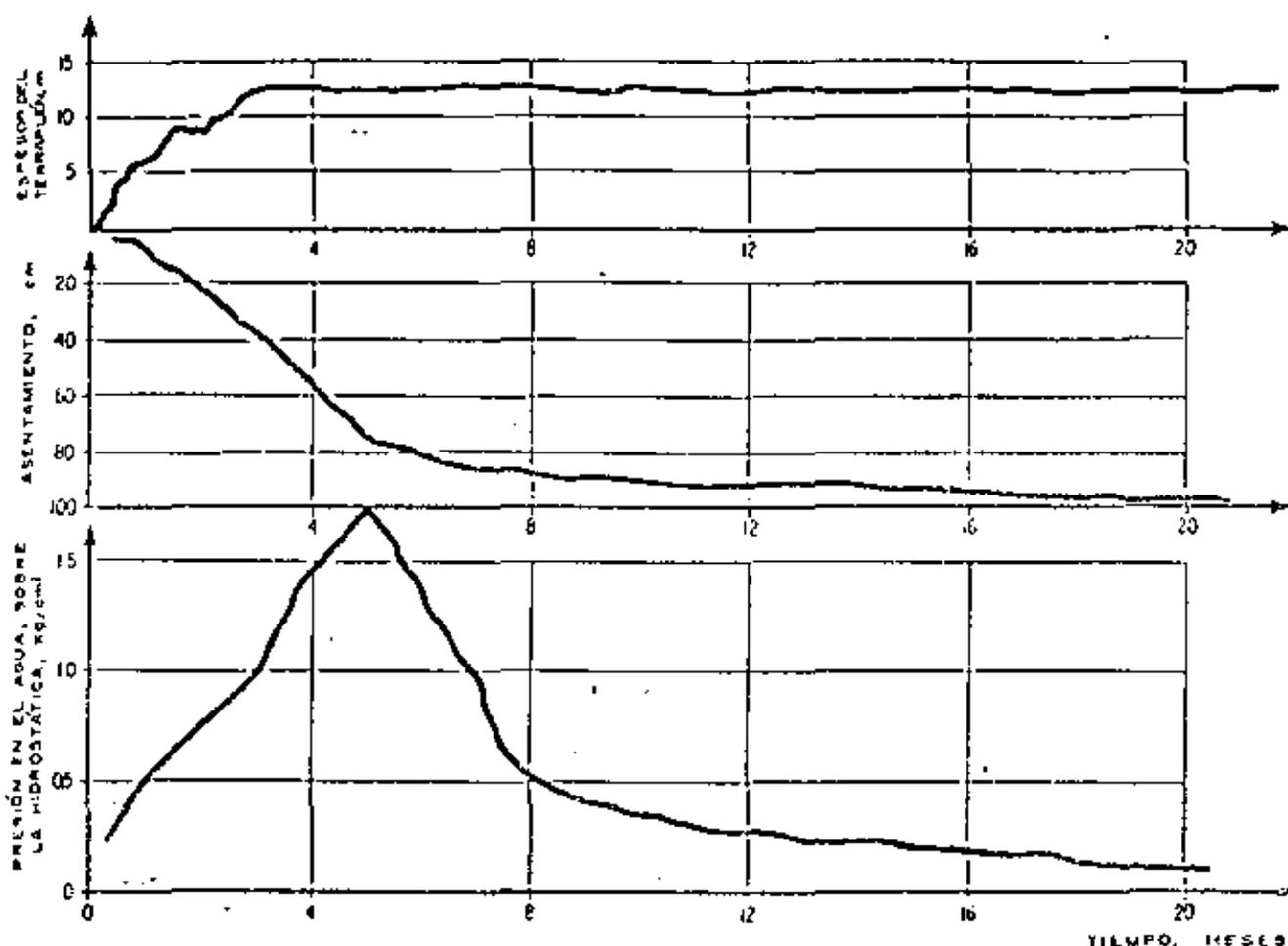


Figura XIII-19. Comparación entre la colocación de la carga, el asentamiento y la evolución de las lecturas piezométricas en el terraplén de acceso a un paso a desnivel.

cia que se produzca en el aparato, el cual, por calibración previa de laboratorio, indicará la presión homogeneizada por la cámara de aceite.

En rigor, instrumentos como el que someramente se acaba de describir son los que se utilizan en todos los problemas en que se desee medir presiones, tales como determinación de presiones de tierra sobre muros de retención, tablas, ademes, etcétera. Las celdas se fabrican desde diámetros de 60 cm o más, hasta 5 mm (con alturas de 2 mm), lo que hace posible la instrumentación de modelos de laboratorio a escala reducida.

Como cualquier medidor interno, las celdas eléctricas medidoras de presión alteran el campo de esfuerzos de la masa de suelo en que se incluyen; el medidor ideal sería aquel que tuviera las mismas condiciones de deformabilidad que el suelo.

Las celdas de funcionamiento hidráulico son generalmente menos costosas y más resistentes; las hay que trabajan a volumen constante y a contrapresión. Los aparatos a volumen constante (Ref. 4) tienen una celda deformable llena de agua, la cual se entierra en el suelo, tal como se describió para el caso de las celdas eléctricas; de ella sale una tubería llena tam-

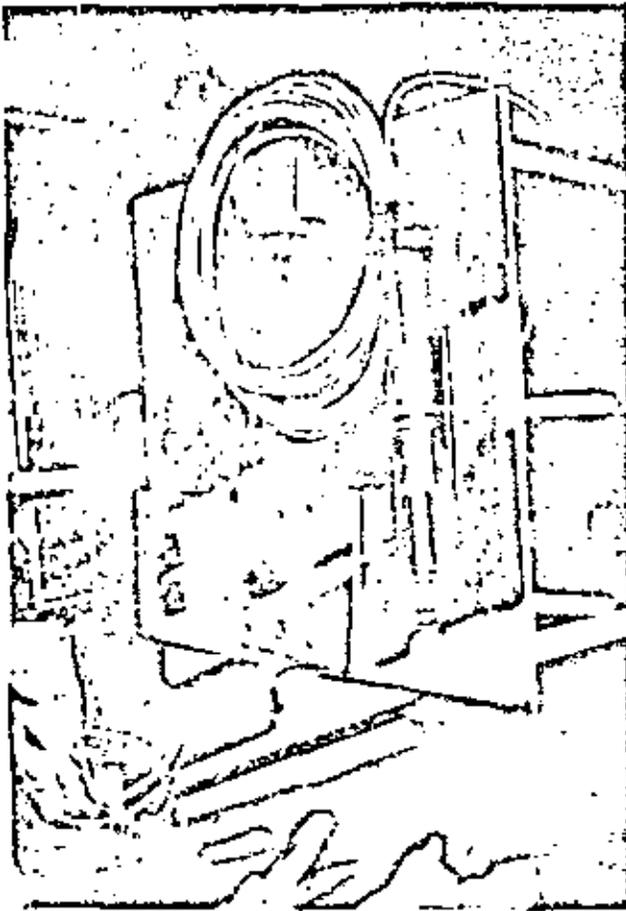
bién de agua que llega hasta un manómetro. El aparato trabaja por lectura directa, que hace el manómetro, de la presión que se genera en el interior de la celda.

Un aparato que trabaja a contrapresión se describe con base en la Fig. XIII-21 (Ref. 4).

El dispositivo, de diseño alemán y debido a Glotz, consta de una celda, una cámara reguladora, una bomba manual y una consola de medición. La celda es análoga a las ya descritas, provista de una tapa flexible, a través de la que se transmite la presión y está llena de agua.

La cámara se comunica con la celda por un tubo delgado y rígido y posee dos compartimientos separados por un diafragma. Del segundo compartimiento salen dos tubos, uno que se conecta a la bomba manual y otro de purga. La bomba se comunica con un depósito de aceite y con un manómetro.

En un principio, todo el sistema, desde la cámara reguladora a la bomba manual está lleno de aceite y cuando la bomba se hace operar se establece un flujo continuo en el que el aceite es tomado del depósito, inyectado al compartimiento 2 de la cámara y devuelto al depósito por el tubo 1. El diafragma separador



Piezómetro neumático.

de los compartimientos de la cámara, cuando está en equilibrio, permite este flujo.

Cuando se aplica una presión del terreno, p , sobre la celda, ésta se transmite hasta el diafragma de la cámara reguladora, deformándolo hacia el compartimiento 2; al suceder esto, el diafragma obtura el tubo 4 y se interrumpe el flujo del aceite que arriba se mencionó. En este momento, con ayuda de la bomba, se ejerce una presión de aceite sobre el diafragma de la cámara, empujándolo hacia el compartimiento 1, o sea hacia su primitiva posición de equilibrio. De esta manera se libera el tubo 4 y se puede restablecer el flujo de aceite. Obviamente la presión que lea el manómetro en el instante en que se restablezca el flujo del aceite es la que el terreno aplicó en la celda.

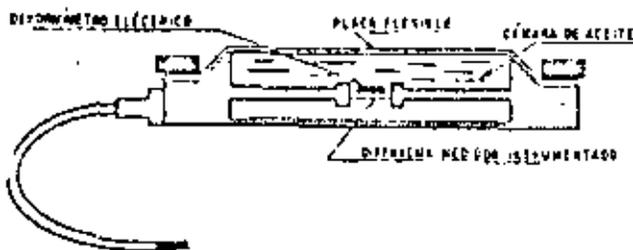
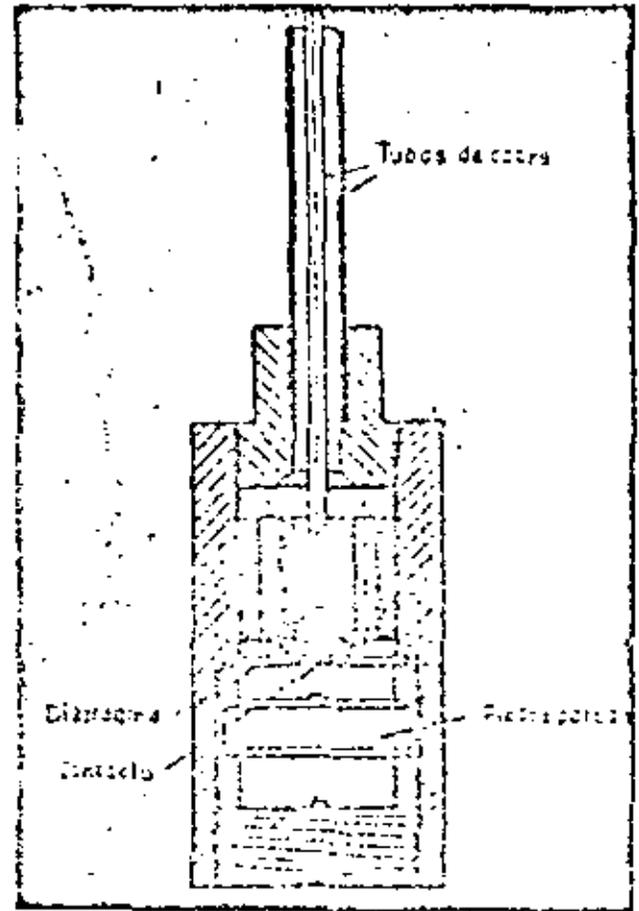


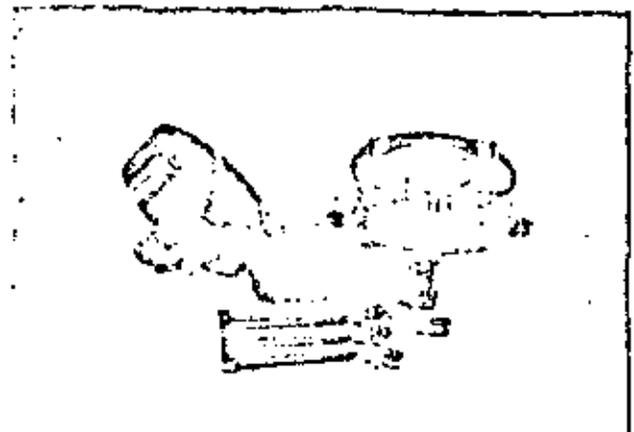
Figura XIII-20. Celda medidora de presión.



Otro modelo de piezómetro (U. S. Bureau of Reclamation).

XIII-3 INSTRUMENTACION DE TERRAPLENES PARA ESTUDIOS DE ESTABILIDAD

La necesidad de realizar mediciones de campo en terraplenes para estudiar otros problemas de estabilidad que no sean los emanados de la construcción sobre suelos blandos y compresibles ha surgido sobre todo de la tecnología de las presas, especialmente a



Celda de presión.

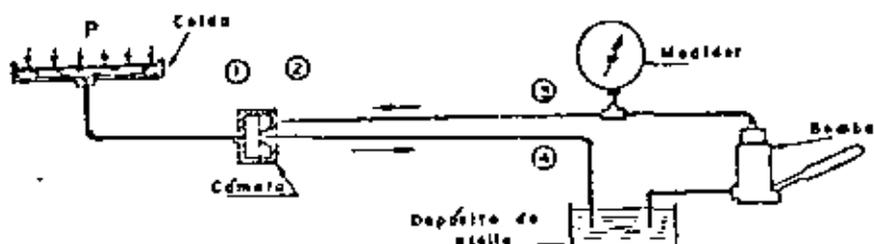


Figura XIII-21. Celda de presión hidráulica a contrapresión (Ref. 4).

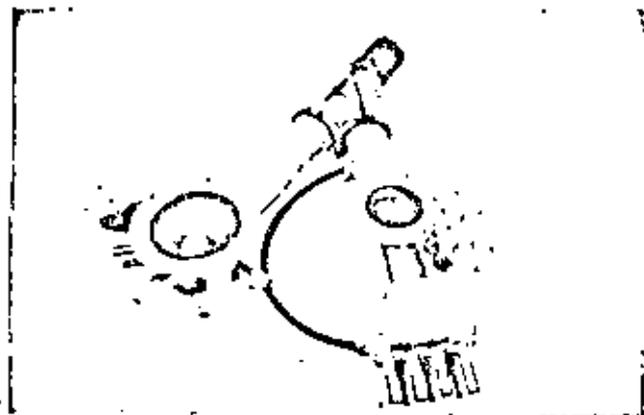
partir de las épocas en que se empezó a intentar la construcción de estructuras cada vez más altas y complejas (ver, por ejemplo, la Ref. 19). Los éxitos logrados en aquel campo han llevado a una utilización cada vez más frecuente de las técnicas de instrumentación en rápido desarrollo a varios problemas importantes conectados con la construcción de taludes o con la estabilidad de laderas naturales en las vías terrestres.

La instrumentación de terraplenes y taludes en general tiene objetivos básicos de varios tipos:

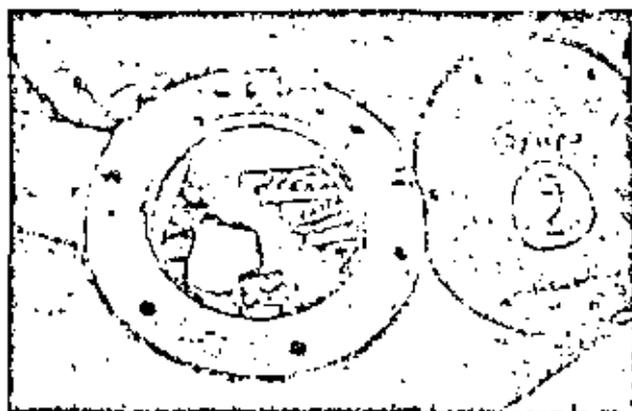
- Verificar el comportamiento de las estructuras durante la construcción para comprobar las hipótesis de diseño y la evolución prevista del factor de seguridad. Este objetivo es básico en presas y puede parecer algo más sofisticado en relación a terraplenes de vías terrestres, pero debe recordarse que las carreteras y los ferrocarriles modernos exigen y lo harán todavía más en el futuro, la erección de terraplenes muy altos, ante los que pudieran ya resultar inquietantes, como sucede en las presas, las incertidumbres de diseño. Así pues, este objetivo no será de ningún modo rutinario en las vías terrestres, pero no debe excluirse la posibilidad de que surja.
- Conocer el comportamiento de la estructura erigida a lo largo de su vida útil o de un periodo dilatado de ella. Los grandes pedraplenes o los terraplenes altos se deforman bajo su propio peso de un modo que dista de estar claramente establecido; de la misma manera, son inciertas también las correlaciones entre el

comportamiento estructural y los diferentes métodos constructivos en uso o que pudieran ocurrirse. Las virtudes de cada uno de estos métodos sólo podrán constatarse eficazmente si se tiene un acervo suficiente de datos de comportamiento real.

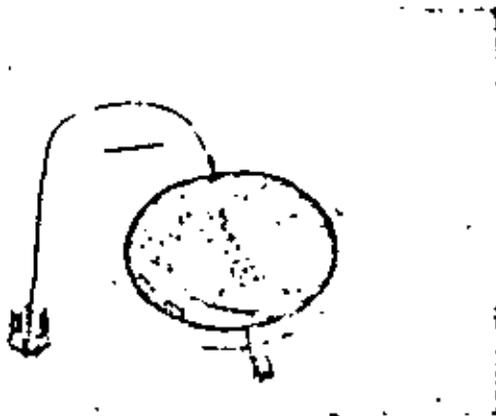
- Establecer claramente las condiciones cinemáticas de fallas pre-existentes a la acción del ingeniero o surgidas de ella, que ocurran en cortes y laderas naturales. La determinación de la forma de la superficie de falla, de la naturaleza, magnitud y variaciones estacionales de los movimientos, de los cambios de posición relativa de las diferentes masas de tierra o roca involucradas, etcétera, son según la experiencia de los autores, requisitos indispensables para aspirar a resolver problemas tales como los que se han presentado en el apartado A-2, del párrafo VI-2 del volumen I de esta obra, así como de todas las fallas controladas en la autopista Tijuana-Ensenada, que se han ejemplificado en diferentes partes de la misma. En las soluciones a este tipo de problemas, que son seguramente los más difíciles e importantes que es dable encontrar en las vías terrestres, los aspectos cinemáticos son probablemente aún más importantes que los de resistencia, que tradicionalmente se contemplan en conexión con los problemas de estabilidad de taludes, dicho sea sin restar importancia a estos últimos; la instrumentación de campo es el único medio a disposición del ingeniero para llegar a imágenes correctas del deslizamiento lento que esté teniendo lugar y sin esa imagen todo



Celdas medidoras de presión.



Detalle interior de una celda.



Una celda apropiada para medir presiones de tierra sobre elementos de retención.

intento de corrección será trabajo a ciegas. Las Refs. 21 y 22 son dos reseñas de trabajos de este estilo que pueden servir para ejemplificar y justificar las afirmaciones anteriores.

El costo de un programa de instrumentación de campo relacionado con comportamiento de taludes y laderas naturales debe siempre justificarse en términos del proyecto específico que se desea estudiar, lo que usualmente no es difícil en los problemas im-



Instalación de una celda medidora de presión.

portantes, pero tiene un beneficio marginal que no suele verse en esos análisis y que se refiere a la gran cantidad de experiencia y sólido conocimiento que de ellos suele extraerse, el cual es altamente capitalizable en obras posteriores y en situaciones similares. Es firme opinión de los autores que este fundamental beneficio justifica casi cualquier esfuerzo que pueda hacerse en materia de instrumentación de campo de un caso de interés. Las Refs. 23 y 24, que recogen mucha de la experiencia que se ha ido adquiriendo con instrumentación hecha en el pasado, ilustran suficientemente este criterio.

Cuando se desarrolla un programa de instrumentación de campo en terraplenes, cortes o laderas naturales suele buscarse información sobre uno o varios de los siguientes tópicos (Ref. 21):

- Movimientos horizontales y verticales.
- Esfuerzos actuantes en la dirección vertical u horizontal.
- Presiones de poro y su evolución.
- Efectos de sismos, incluyendo tanto la acción del terremoto como la respuesta de la estructura térrica.
- Características del flujo interno del agua.
- Medición de las propiedades mecánicas in situ, tanto del terraplén como de su terreno de cimentación.

A. Controles superficiales

Al igual que en el caso de terraplenes sobre suelos blandos, se trata ahora de establecer un control topográfico sobre puntos convenientemente situados en la superficie de los terraplenes para obtener información de la dirección y la velocidad de los movimientos. Después de realizar varios ciclos de medición será posible dibujar una planta topográfica en la que pueda representarse el movimiento de cada punto controlado por medio de un vector; el conjunto de todos estos suele dar una idea muy objetiva de cómo ocurren los movimientos y de la velocidad con que se



Superficie de falla expuesta en un terraplén.

manifiestan. El problema más difícil suele ser establecer una línea de referencia fija, situada fuera de la influencia de los movimientos, a la que puedan referirse los movimientos de todos los puntos controlados; se trata de no tener que trabajar sobre distancias demasiado grandes, que inducen a errores inevitables de importancia. La Ref. 25 describe un sistema de alta precisión utilizado para controlar los movimientos de puntos situados sobre la cresta de la presa del Infiernillo. En las fallas de la autopista Tijuana-Ensenada, algunas de cuyas plantas se mostraron en el Capítulo VII, se dispusieron los puntos de control sobre ejes que cruzan a lo ancho la zona de falla; los dos extremos de cada eje están fuera de la zona móvil y definen una línea base, que puede ser reconstruida en su posición original cada vez que se lleva una medición. Los movimientos se manifestarán por una serie de desviaciones de los diferentes puntos respecto de la línea base original, las cuales pueden determinarse por una triangulación topográfica hecha sobre la línea base original, con la ayuda de los puntos fijos fuera de la línea móvil que sean necesarios. La Ref. 26 describe otro caso muy interesante de control superficial por medio de triangulación, esta vez en la presa Nezahualcóyotl, en el Sureste de México.

Muchas veces se precisa localizar zonas en las que ocurre tensión o compresión. Para ello se han desarrollado sencillos resortes (Ref. 24) calibrados cuyo cambio en longitud puede medirse. En mediciones más precisas, tales como por ejemplo creeps, estos resortes pueden colocarse dentro de tubos de plástico, ligeramente enterrados o puede recurrirse a una instalación de alambres en tubos de plástico. El registrador de movimientos es el mismo en todo este estilo de instalaciones y vale la pena describirlo con algo de detalle, en vista de que se utiliza con ligeras variantes en casi todos los medidores de desplazamientos horizontales. Un potenciómetro eléctrico (Fig. XIII-22) es esencialmente una resistencia eléctrica, generalmente dispuesta en forma circular, sobre la que puede correr una aguja *A*, que divide a la resistencia inicial en dos partes, R_1 y R_2 . Un eje *E* puede girar cuando lo induce a ello la tensión que recibe de un cable *C*; dicho cable es mantenido siempre tenso por un resorte calibrado, tal como se ve en la Fig. XIII-22. La aguja *A* forma también parte del circuito eléctrico y recibe la corriente de un cable alimentador. Las resistencias R_1 y R_2 están unidas a un puente de Wheatstone (de hecho son dos de las resistencias del puente), que se encuentra colocado en una consola de medición en la superficie del terreno.

La operación es como sigue. Con referencia al medidor de desplazamiento superficial de alambre en el interior de la tubería de plástico, mencionado más arriba, imagínese que una placa de anclaje soldada a ese alambre y embudada en el terreno sufre un desplazamiento horizontal; como consecuencia cambiará la tensión inicial en el cable *C*, girará el eje *E*, variará la posición de la aguja *A* y el puente de Wheat-

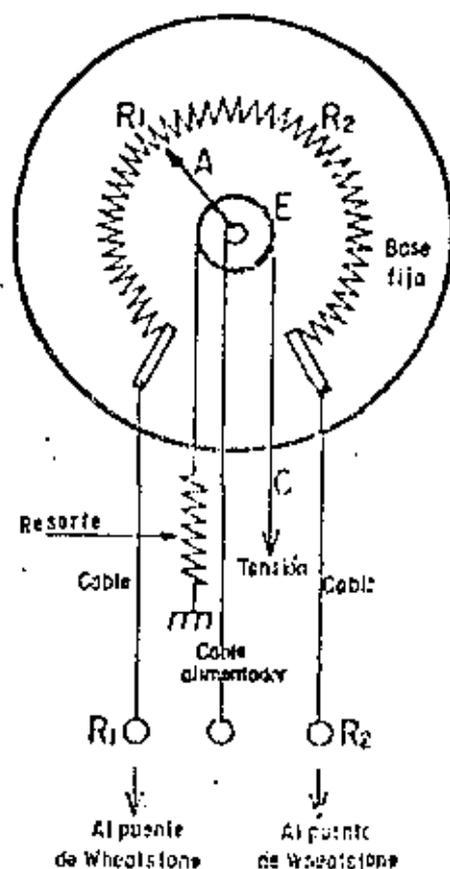
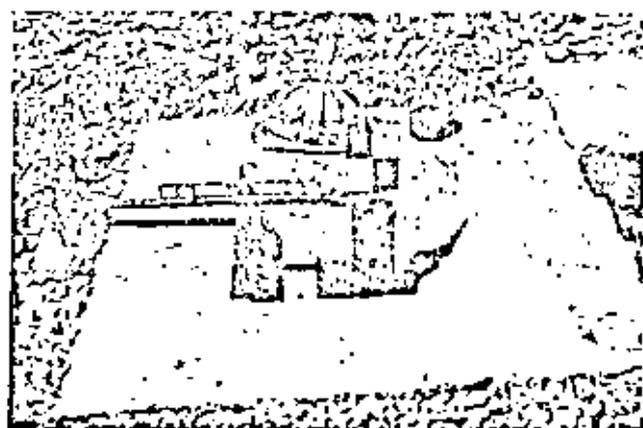


Figura XIII-22. Circuito de un potenciómetro utilizado en mecanismos para medir desplazamientos horizontales.

stone registrará un cambio, que por calibración previa de laboratorio podrá indicar simplemente qué desplazamiento ha ocurrido. En este tipo de dispositivos suele ser necesario, cuando se pretende obtener alta precisión, compensar las variaciones de longitud de los alambres por cambios de temperatura, lo cual puede hacerse colocando termopares alámbricos al lado de la instalación, como testigos, para conocer los cambios de longitud que son específicamente debidos a dilataciones térmicas.



Referencia superficial.

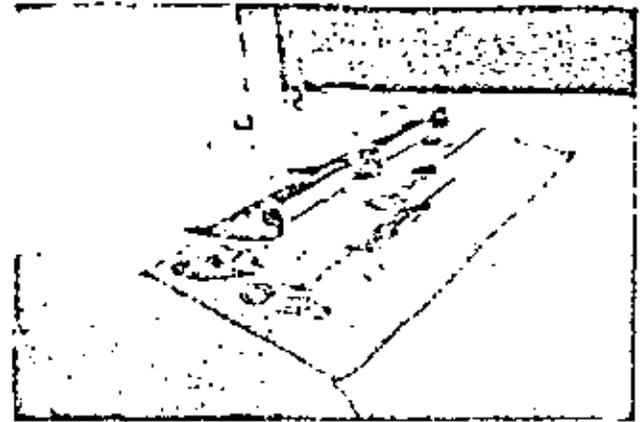
B. Medición de asentamientos y movimientos verticales

Este tipo de mediciones puede hacerse con dos estilos diferentes; o bien se colocan los instrumentos de manera de medir los desplazamientos verticales en muchos puntos de un mismo nivel horizontal o se colocan verticalmente para medir los desplazamientos de varios puntos de una misma línea vertical, obteniéndose así el asentamiento de estratos o zonas de espesor conocido.

Un tipo frecuente de instrumento para instalaciones del segundo tipo de las arriba mencionadas es el torpedo de asentamientos, descrito en la sección A-2 del párrafo precedente de este Capítulo. La Ref. 27 describe un aparato similar que se ha utilizado en entrocamientos de presas en muchas ocasiones. Consiste en una serie de tubos telescópicos, con secciones de 3.8 y 5.1 cm (1.5 y 2 plg) que se colocan alternadamente. Las secciones se anclan al material del terraplén por sistemas de brazos en cruz, colocados de trecho en trecho. Un torpedo similar al ya descrito detecta cómo se van modificando las distancias en que comienzan y terminan los tramos de menor diámetro.

Un sistema muy elemental pero efectivo para medir el conjuntamiento relativo de varios puntos del terraplén en una cierta línea vertical es el que se muestra en la Fig. XIII-23 (Ref. 24).

Un bastidor metálico se coloca sólidamente hincado en la superficie del terreno. Unidos a él hay una serie de resortes calibrados, que se conectan a cables en cuyo extremo inferior hay una placa de anclaje.



Extensómetro para detección de movimientos horizontales y verticales.

instalada a diferentes profundidades. Con el asentamiento, la placa se mueve estirando el resorte calibrado que da tensión constante; en los cables y en el brazo del bastidor existen señales que permiten estimar cuánto ha bajado la placa de anclaje correspondiente. Frecuentemente los cables se colocan en un mismo pozo. Si se conocen los movimientos verticales de la superficie del terraplén, los asentamientos relativos se transforman en absolutos.

La Fig. XIII-24 (Ref. 24) muestra otro dispositivo para medir desplazamientos verticales en varios puntos a distintos niveles de un mismo pozo. En una perforación que no necesita ser más ancha de 6 ó 10 cm, no ademada o con un ademe muy débil en el caso de los suelos más finos o de arenas puras, se instalan varias anclas, de las que el croquis muestra

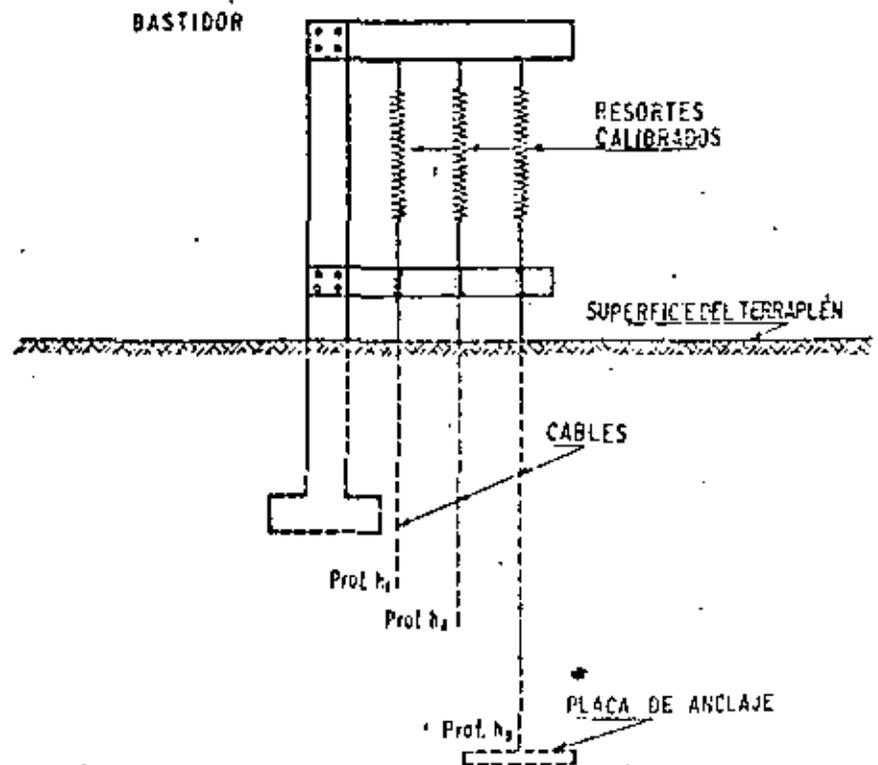


Figura XIII-23. Dispositivo para medir asentamientos relativos en una vertical en el interior de un terraplén (Ref. 24).

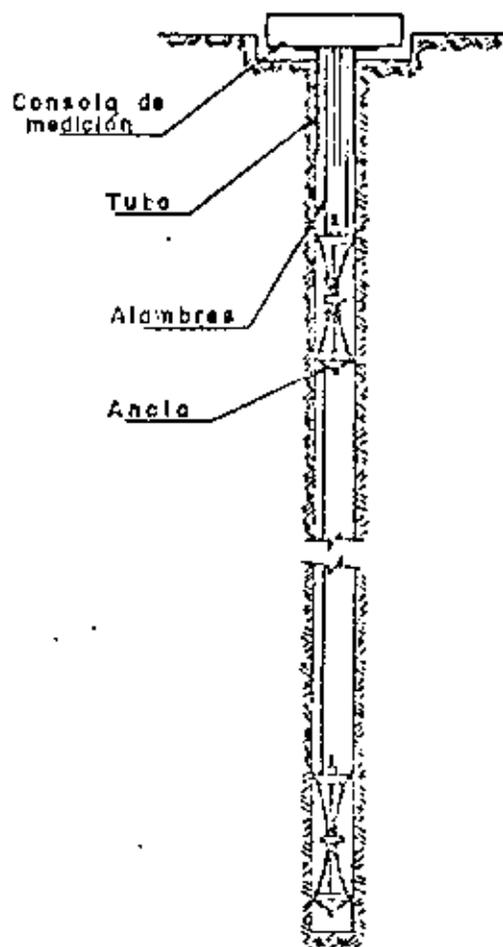
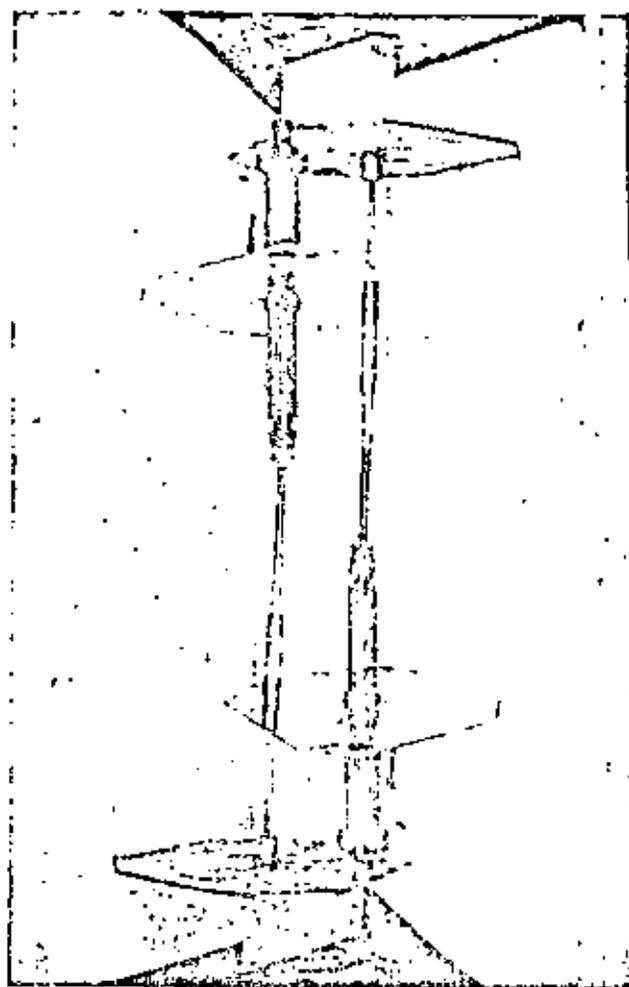


Figura XIII-24. Aparato para medir asentamientos en terraplenes (Ref. 24).

dos. Estas anclas pueden ser de cualquier tipo de los muchos existentes, pero el croquis muestra un tipo de ancla expansiva que, después de introducida, aumenta su diámetro y se hincan en el suelo o se entalla en la roca, rompiendo el ademe del pozo, si lo hubiere. El ancla está unida a través de un alambre a tensión constante con un potenciómetro análogo al descrito en el párrafo A de este inciso, de manera que cualquier cambio en el nivel del ancla puede ser interpretado por calibración previa, conociendo el desplazamiento vertical correspondiente.

Las Refs. 24, 28 y 29 describen otros dispositivos análogos al anterior, que pueden presentar ventajas en ciertos tipos de suelos.

En lo que se refiere a los aparatos medidores de asentamientos del primer tipo arriba mencionado, es decir, de los que se instalan cuando se desea medir movimientos verticales de varios puntos de un mismo plano horizontal puede decirse que casi todos son similares a los descritos en el apartado A-3 del inciso XIII-2 de este Capítulo. La Ref. 24 describe con detalle una variante de interés que fue instalada recientemente en la presa Oroville (E. U. A.).



Un medidor de movimientos verticales.

C. Medición de movimientos horizontales

Los inclinómetros, ya descritos en páginas anteriores de este Capítulo, son seguramente los instrumentos más utilizados en trabajos serios de instrumentación de taludes, cuando se trata de medir los desplazamientos horizontales que se producen. Naturalmente, los aparatos empleados son los descritos. Cabe comentar que en el caso de taludes, sean laderas naturales, cortes o terraplenes, el uso más frecuente de estos instrumentos es para detectar la posición de una superficie de falla antigua o recién formada y para estimar el carácter y la magnitud de los movimientos que sobre ella pueden tener lugar. Yeniendo en cuenta lo anterior, no se hará en este momento ninguna descripción o referencia al empleo de estos aparatos, cuya utilidad para fijar la superficie de falla, cuando sobre ella existen masas móviles, queda sobradamente probada por la información contenida en la Fig. VII-57, incluida en páginas anteriores de este libro, que ejemplifica un uso de la instrumentación de campo cada día más frecuente y de utilidad más palpable. Las Refs. 19, 26, 50 y 51 proporcionan ejemplos del uso de inclinómetros en conexión con diversas estructuras de tierra, generalmente todas rela-

cionadas con el campo de las obras hidráulicas. Las Refs. 21 y 51 describen un uso muy intenso de estos aparatos en un importante problema de estabilidad de laderas naturales y grandes terraplenes en una autopista. La Ref. 22 describe otro programa de instrumentación que incluye inclinómetros, también en conexión con la construcción de carreteras.

La Fig. XIII-25 muestra otro tipo de medidor de movimientos horizontales que se ha utilizado muy frecuentemente en terraplenes.

El aparato consiste en una tubería (parte a de la figura), provista de extensiones en cruz, que sirven para anclarla en el material del terraplén, de manera que se pueden seguir los movimientos de éste gracias a un conjunto de juntas con coples telescópicos (detalle c de la figura). Toda la tubería se coloca en la posición deseada durante la construcción del terraplén (parte b de la figura). La medición propiamente dicha puede hacerse con varios sistemas. El primero de ellos podría ser instalando en el interior de la tubería un cable a tensión constante, unido a un potenciómetro eléctrico, utilizando un principio de trabajo ya descrito en páginas anteriores. La técnica japonesa utiliza como unidad de medición un dispositivo análogo al inclinómetro de Wilson, el cual puede introducirse manualmente a cualquier punto de la tubería, detectando la posición de los coples telescópicos; por su inclinación, la unidad medidora puede proporcionar la traza de la tubería deformada en cualquier momento de la vida del terraplén. Existe adicionalmente un control hidráulico de nivel del inclinómetro por medio de un manómetro; para efectuarlo, la sonda tiene en su interior una cámara llena parcialmente de un líquido y es la altura de este líquido lo que el manómetro mide. La

Fig. XIII-26 muestra el tipo de información que es posible obtener de estos dispositivos.

La técnica californiana (Ref. 32) ha desarrollado un aparato muy sencillo que permite medir los desplazamientos horizontales y verticales dentro de un terraplén (Fig. XIII-27). En una trinchera hecha en el momento de la construcción se instala una tubería de plástico telescópica, tal como se muestra en la parte a de la figura. Dentro de la tubería hay una serie de cables unidos a unas anclas rectangulares metálicas, de manera que cada ancla se liga a un cable, pero deja pasar los correspondientes a las anclas situadas más hacia el interior. Todos los cables se reúnen en una caja de mediciones (parte b de la figura), que está instalada en una base de concreto en la parte exterior del terraplén. En el momento de las mediciones deberá controlarse la posición de esa base por métodos topográficos.

Dentro de la caja de mediciones hay una escala respecto a la cual puede medirse la posición de una serie de marcas sobre los cables. Una serie de pesos mantiene los cables en una tensión constante. Los movimientos verticales pueden medirse en este dispositivo instalando en las anclas tramos de tubo lleno de agua y controlando simplemente el nivel de ésta.

Mayor precisión en la lectura de los movimientos horizontales podría obtenerse utilizando el sistema de control eléctrico por medio de potenciómetros, que ya fue descrito.

Muchos de los instrumentos que se han descrito con referencia a la medición de movimientos verticales pueden utilizarse para medir los horizontales, simplemente variando correspondientemente su posición dentro del terraplén.

En la Ref. 25 se describe un tipo de extensómetro que puede medir los desplazamientos horizontales en

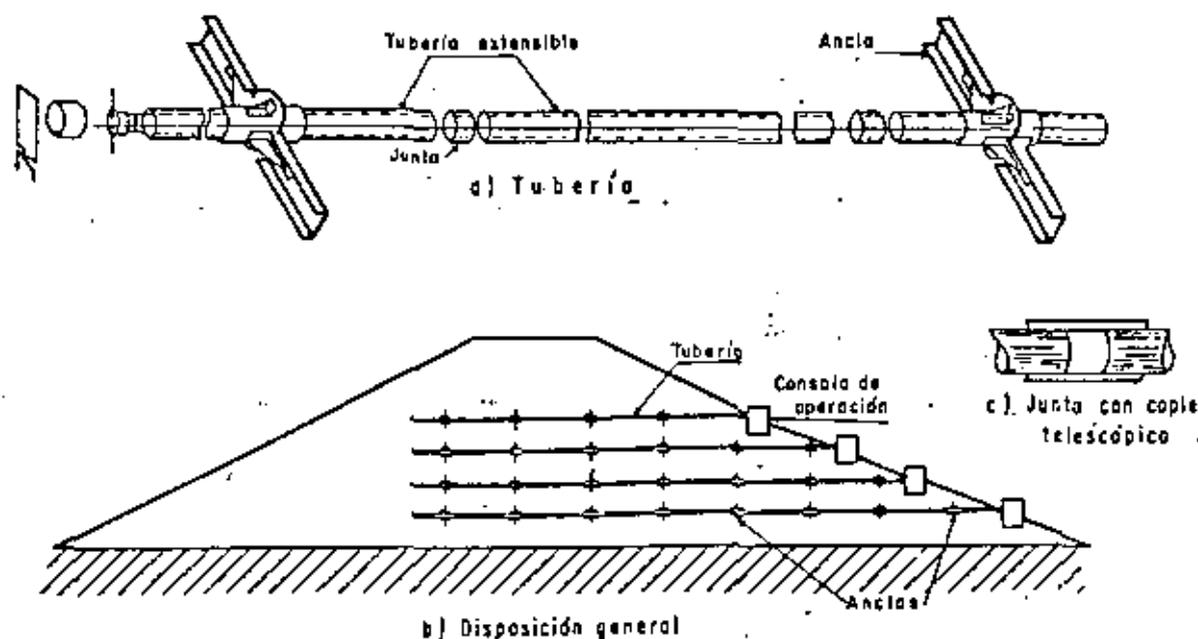


Figura XIII-25. Dispositivo para medición de movimientos horizontales en un terraplén.

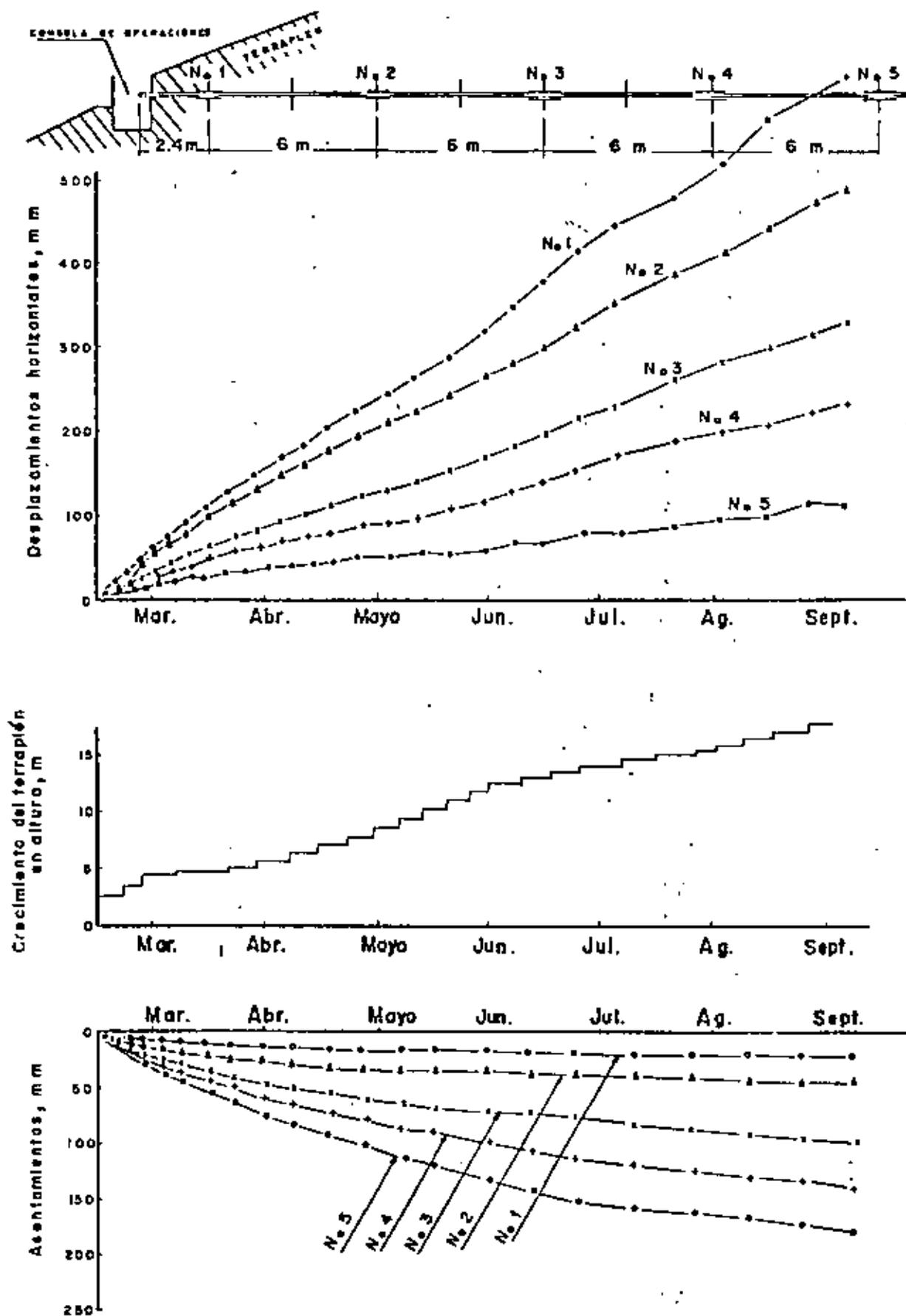
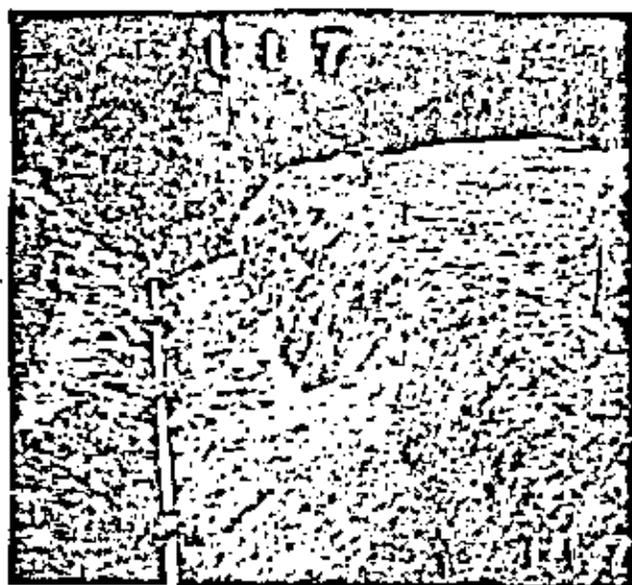


Figura XIII-26. Tipo de información obtenible con un dispositivo de medición de movimientos horizontales y verticales dentro de un terraplén.



Deformímetro horizontal en posición.

tres direcciones del plano (Fig. XIII-28); fue instalado por Marsal y sus colaboradores en la presa del Infiernillo.

El aparato consta de un cuerpo que se aloja en el plano en el que se desean medir los desplazamientos y del que salen tres patas formadas por tubería telescópica metálica o plástica, con una placa de anclaje al extremo de cada una, embebida en el material del terraplén. Otro tubo vertical lleva las necesarias conexiones a una caja medidora en la superficie del terraplén (parte *b* de la figura). Dentro de cada una de las tres patas existe un cable unido al ancla extrema, que se mantiene a tensión constante por medio de un resorte espiral. Cualquier movimiento en el ancla se transmite al cable y a un eje situado en el cuerpo del aparato, que actúa sobre un potenciómetro del tipo descrito en la Fig. XIII-22. De acuerdo con un método de trabajo ya descrito, la lectura de los cambios en el potenciómetro, hecha en un puente de Wheatstone, permite, por una simple calibración previa de laboratorio, conocer los movimientos que han tenido lugar. La determinación de los movimientos en tres direcciones puede ser muy valiosa en el momento de la interpretación teórica de las lecturas. Las anclas pueden colocarse a tres o cuatro metros de la caja que constituye el cuerpo del aparato.

Uno de los aspectos críticos del funcionamiento de estos instrumentos es su colocación, que debe orientarse según las direcciones en que se esperen los movimientos más importantes; esto es especialmente cierto en las secciones próximas a los extremos del terraplén, en las que los movimientos se producen en forma más compleja y es difícil prever los predominantes, por lo que habrán de colocarse instrumentos con diferentes orientaciones si las mediciones se desean con mucho detalle.

La Fig. XIII-29 corresponde a otro tipo de defor-

mómetro que mide los desplazamientos de puntos en un plano normal a su eje.

Se coloca en el terreno un tubo de plástico dispuesto en tramos, con coples telescópicos y de manera que la boca del tubo en la superficie y su extremo más profundo queden perfectamente fijos. En el interior del tubo se dispone un alambre tensado, con un dispositivo que lo mantiene fijo en la posición inicial; este dispositivo puede ser un resorte situado en la superficie del terreno. El tubo se hace telescópico para que pueda absorber movimientos verticales, los cuales, por otra parte, han de ser medidos por otro procedimiento diferente del aparato que se describe. Cada cople telescópico constituye una unidad de medición, dentro de la cual existe una pieza que tiene en un extremo una horquilla entre cuyas dos puntas hay una resistencia eléctrica y en el otro un contrapeso *W* (parte *c* de la figura). La función del contrapeso es mantener la resistencia eléctrica siempre en contacto con el alambre central del dispositivo, para lo cual la pieza tiene un eje en torno al cual gira. La parte *b* de la figura describe el principio de medición. En la superficie del terreno hay un puente de Wheatstone que contiene dos de sus resistencias; las otras dos (R_1 y R_2) las proporciona la resistencia contenida en la unidad de medición, que queda dividida en dos tramos por el alambre central, de manera que con una calibración eléctrica previa puede conocerse desde la superficie el desplazamiento lateral que haya sufrido la tubería al nivel en que esté la unidad de medición que se controla, pues ese desplazamiento del tubo provocará un desplazamiento relativo de la resistencia eléctrica en contacto con el alambre central, en relación a éste, que se mantiene fijo, lo que modifica los valores de R_1 y R_2 y permite hacer una lectura en el puente.

Colocando varias unidades de medición puede llegarse a tener una imagen de la línea deformada que adopta el tubo con el paso del tiempo; esta imagen es similar a la que podría proporcionar un inclinómetro. Obviamente el aparato sólo mide desplazamientos muy pequeños, pues en el momento en que la deformación es suficientemente grande la pieza balanceada de las unidades de medición entraría en contacto con las paredes del tubo y el aparato quedaría inservible; por otra parte, las mediciones son de gran precisión. También debe notarse que sólo se miden los desplazamientos en la dirección en que se coloque la resistencia interior ($R_1 - R_2$), lo cual fija la disposición del aparato, si las direcciones del desplazamiento son conocidas; si no lo son, podrían colocarse unidades con sus resistencias dispuestas ortogonalmente para obtener las componentes de los desplazamientos.

La utilidad de un aparato como el que acaba de describirse en los grandes terraplenes de las vías terrestres será necesariamente limitada, pues los desplazamientos que suelen interesar en éstos son de mayores dimensiones que los que el aparato es capaz de medir;

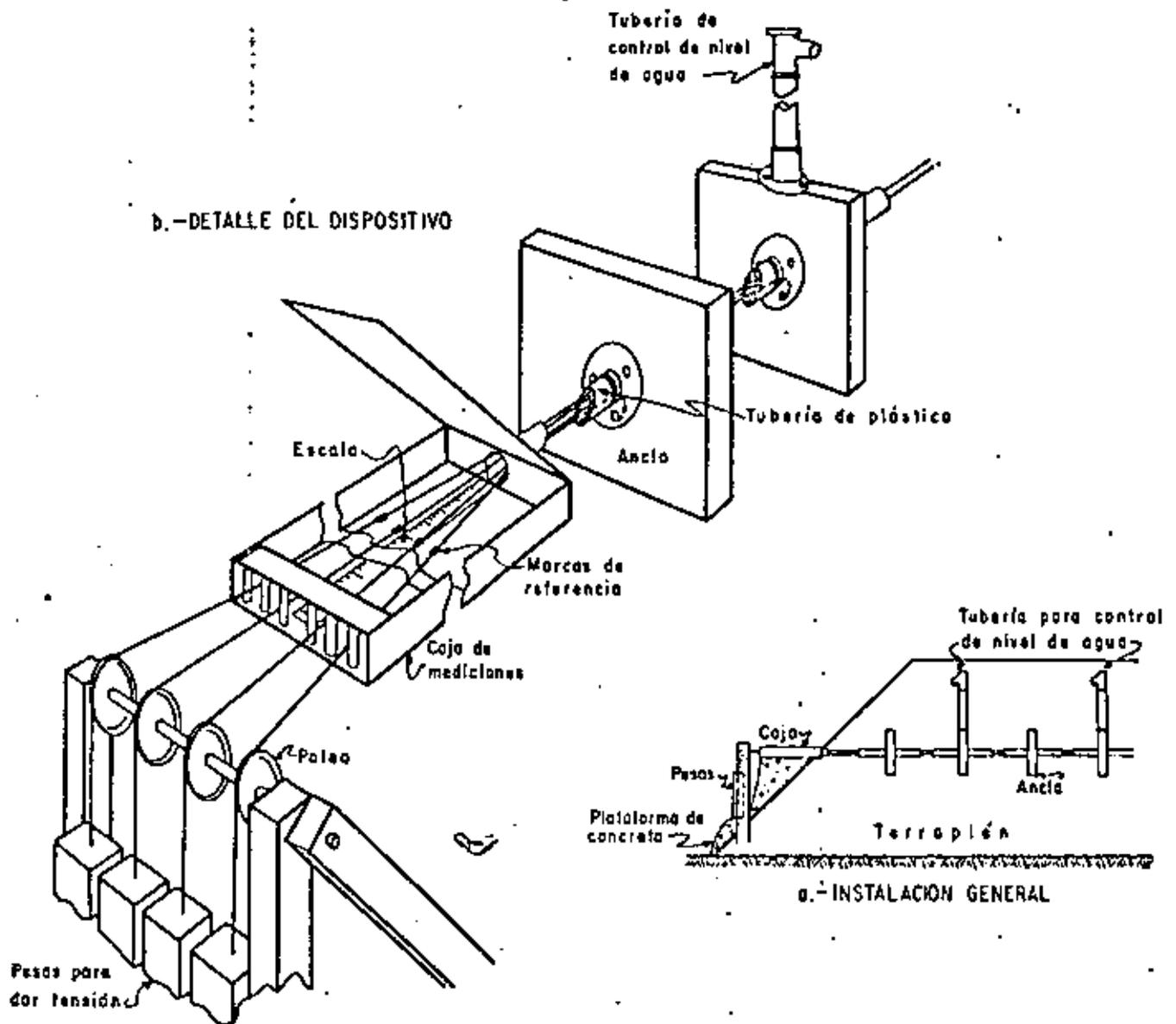


Figura XIII-27. Dispositivo para medir movimientos verticales y horizontales en un terraplén. Técnica Californiana (Ref. 32).

el uso de estos dispositivos se concibe más bien ligado a problemas de excavación de túneles, cuando se de-

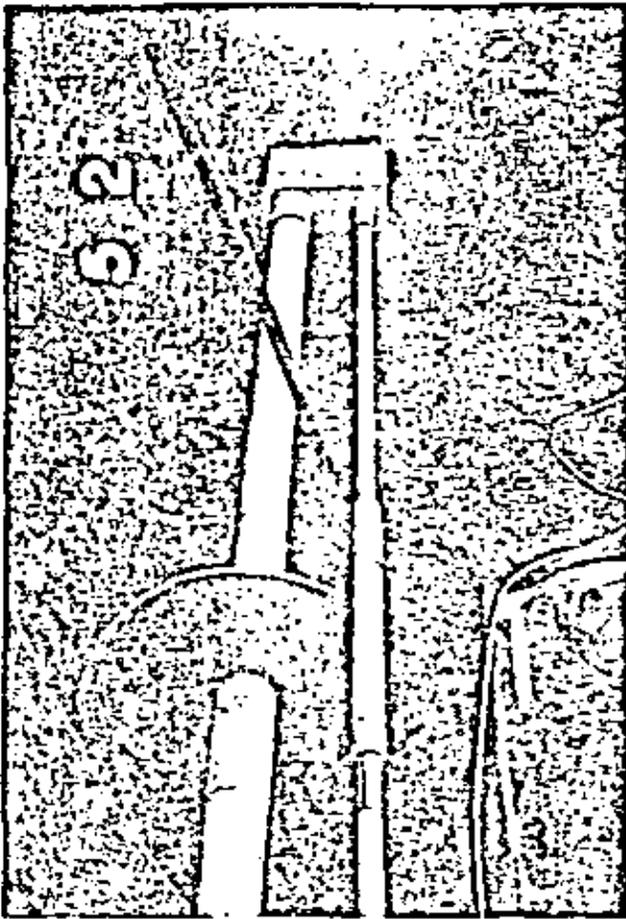
sean medir los desplazamientos que puedan tener lugar en un macizo de suelo o roca como consecuencia de la propia excavación; con esta finalidad se instalaron aparatos de esta naturaleza durante la construcción de la presa de La Angostura en México.

Cabe comentar que el dispositivo anterior puede disponerse con la tubería en posición horizontal, en cuyo caso se tendrá un muy sensible medidor de pequeños desplazamientos verticales.

Otro deformómetro longitudinal que merece citarse es uno desarrollado por la técnica alemana (deformómetro Idel). Un tubo de plástico se coloca horizontalmente en el terraplén, en la dirección en que se desean medir los desplazamientos. De trecho en trecho, este tubo, que es telescópico, tiene anclas que lo solidarizan con el material a su alrededor. La posición inicial de estas anclas se levanta cuidadosamente al iniciar su vida el aparato. Cualquier desplazamiento horizontal del suelo modifica correspondiente-



Instalación de deformímetros horizontales.



Deformímetro horizontal.

mente la posición relativa de las anclas y la nueva posición se determina introduciendo por el tubo una sonda especial que contiene un detector de metales. Debe señalarse que las anclas son metálicas y los únicos elementos de tal material en todo el aparato.

D. Medición de presiones en el agua

Al igual que en el caso de los terraplenes contruidos sobre suelos blandos, las presiones en el agua se miden con piezómetros en todos los problemas de instrumentación conectados con análisis de estabilidad de laderas naturales y taludes.

Los tipos de aparatos y el principio de su funcionamiento son también análogos a los descritos anteriormente en este mismo capítulo, pero su utilización en los problemas que ahora se analizan presenta algunas peculiaridades sobre las que conviene hacer algunos comentarios.

En primer lugar, es en estos casos menos frecuente que los piezómetros hayan de estar sujetos a la acción de aguas contaminadas o salobres, de lo que lo es en los aparatos instalados en suelos blandos, que frecuentemente aparecen en zonas de aguas estancadas, pantanos, esteros y otras similares. Lo anterior permite el uso de aparatos con partes metálicas y un relativo

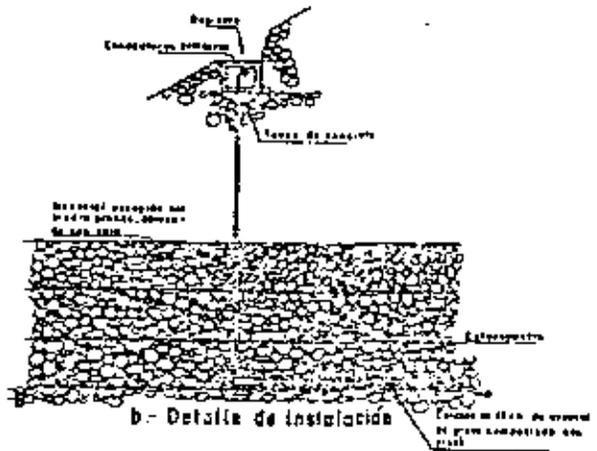
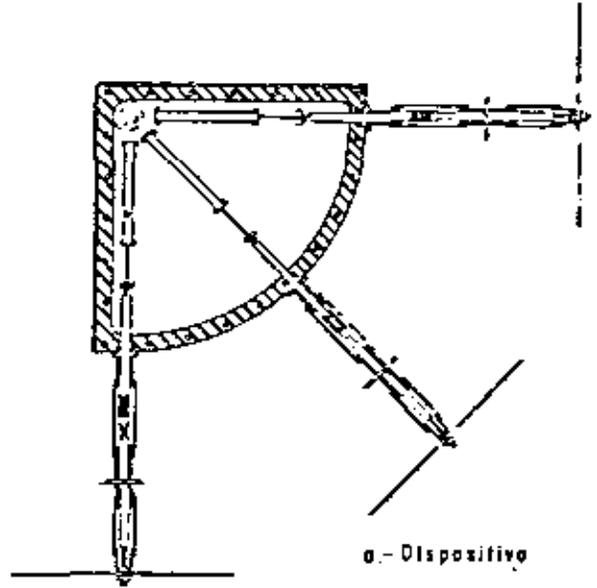
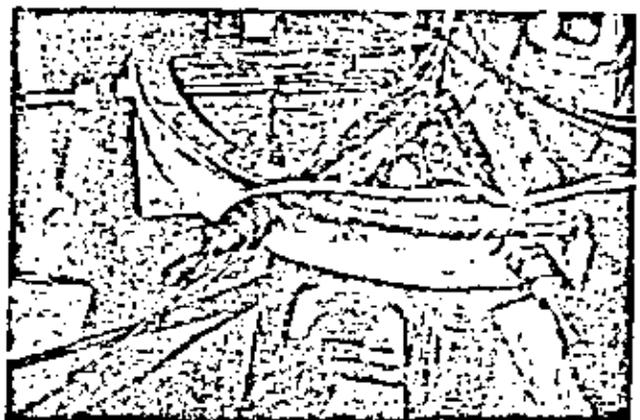


Figura XIII-28. Extensómetro horizontal, instalado en la presa de Infiernillo (Ref. 25).

menor cuidado en relación a los problemas de corrosión.

Por otra parte, su uso en grandes terraplenes implica peligros tanto para la unidad medidora, como



Extensómetro horizontal empleado en la presa del Infiernillo.

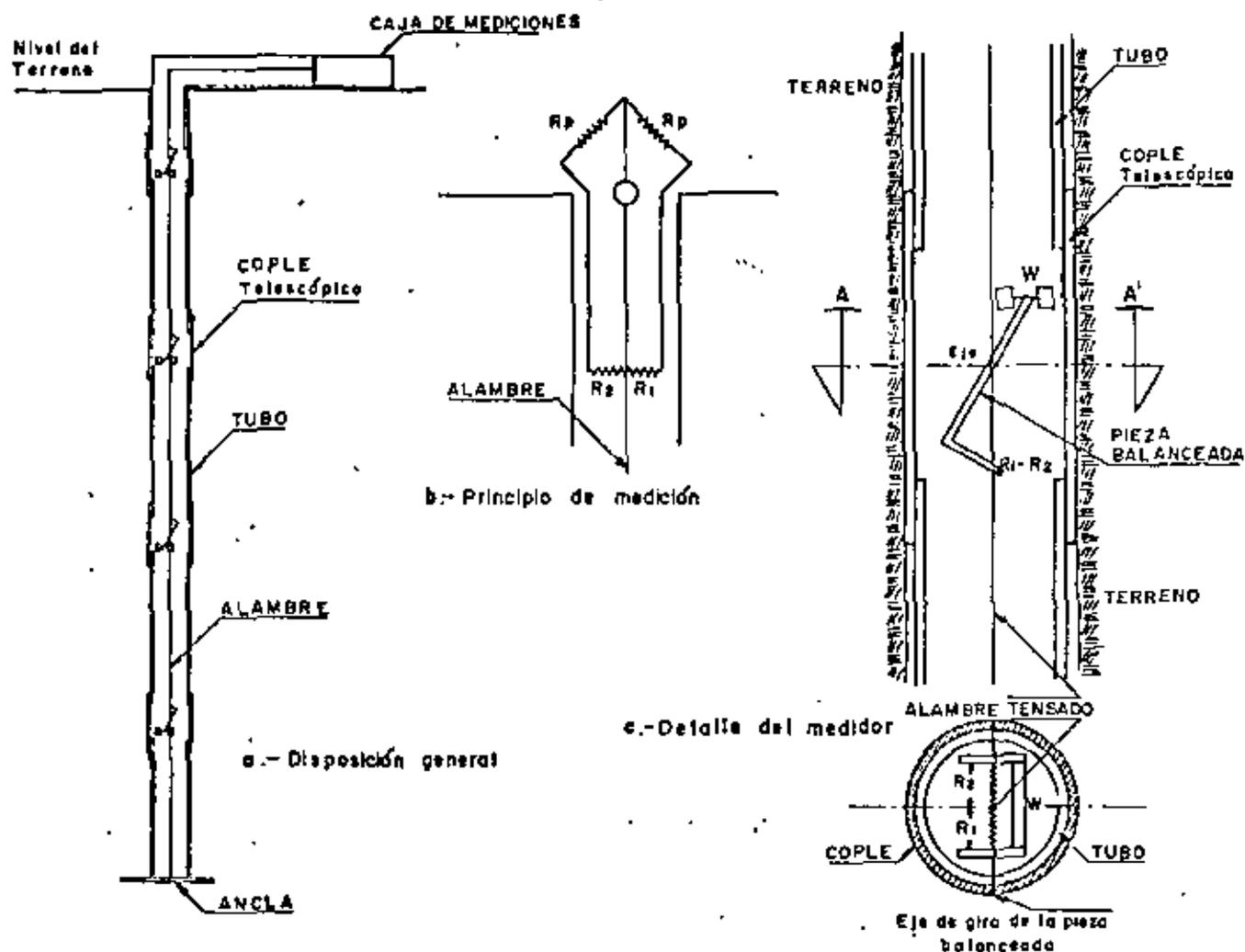


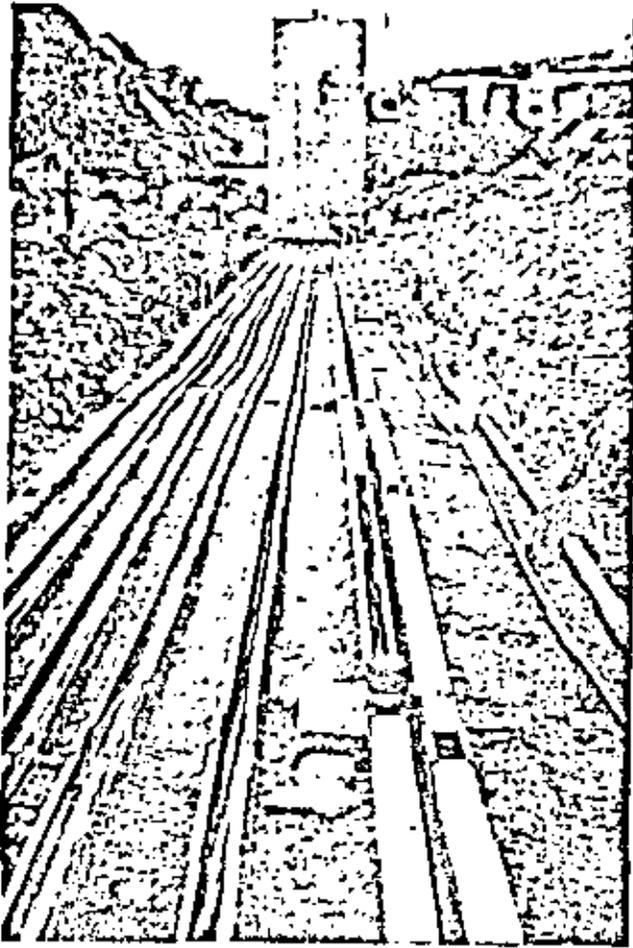
Figura XIII.29. Deformómetro transversal.

sobre todo, para la tubería, hacia el exterior, por la posibilidad de ruptura o estrangulamiento causados por piedras contenidas en el suelo. Al igual que en todos los piezómetros, se tiene en los instalados en terraplenes y laderas el riesgo de que burbujas de aire atrapado bloqueen los tubos o las cámaras dentro de la unidad de registro; también se presenta en estos aparatos el problema del tiempo de reacción que se



Extensómetro horizontal en posición.

comentó en el caso de aparatos instalados en suelos blandos, si bien es frecuente que la permeabilidad de los suelos involucrados tienda a ser mayor en muchos suelos de los que existen normalmente en los terraplenes y las laderas, por lo que no es raro en la práctica que los problemas de adaptación a los nuevos estados de presiones sean menores en los casos que ahora se comentan. Otros dos factores se concitan para hacer que los problemas de retardamiento en la estabilización de las lecturas sean menores en los piezómetros instalados en terraplenes y laderas, que en los instalados en suelos blandos compresibles. En primer lugar, suele ser posible en el primer caso colocar una capa de arena ancha y potente en torno al aparato, la cual puede contener un volumen importante de agua fácil de movilizar y, en segundo lugar, en los grandes terraplenes de las vías terrestres, en condiciones normales, las presiones cambian muy lentamente con el tiempo y las lecturas se hacen con espaciamientos relativamente grandes, todo lo cual da margen a que se establezcan dentro de los aparatos las condiciones exteriores. Se excluye, naturalmente, el caso de terraplenes o laderas en trance de falla, con



Detalle de la instalación de deformímetros horizontales.

movimientos importantes, pues en ellos sí será preciso disponer de información correspondiente a lapsos cortos.

En conexión con la necesidad de instrumentar grandes terraplenes de vías terrestres se tiene frecuentemente el problema de instalar piezómetros en suelos parcialmente saturados, en los que existe aire a gran presión en los vacíos; se hace preciso diferenciar qué parte de la lectura piezométrica se refiere al aire y cuál al agua. El problema suele resolverse usando en la unidad medidora paredes porosas de cerámica que dejan pasar fácilmente el aire, abatiendo su presión (Ref. 33).

Cuando las laderas o los taludes que se instrumentan están sujetos a movimientos deberán tenerse éstos muy en cuenta al colocar los piezómetros, para evitar que se rompan o estrangulen las tuberías de medición.

El uso de los piezómetros abiertos es frecuente por economía, facilidad de instalación y de lecturas y resistencia de los aparatos, cuando el problema de los tiempos de retardamiento no es importante; la interpretación de las lecturas en suelos parcialmente saturados puede ser difícil. En terraplenes susceptibles de sufrir asentamientos se instalan ventajosamente en el interior de ademes telescópicos y en casos

de uso en materiales peligrosos, la tubería puede ser metálica y tan resistente como sea de desear.

Los piezómetros neumáticos presentan las ya discutidas ventajas de requerir la movilización de volúmenes mínimos de agua, la facilidad de purgar sus líneas, el ser fáciles de operar y el ser de pequeño tamaño y fáciles de instalar.

Como comentario final, cabe decir que al instalar piezómetros en grandes terraplenes, con fines de conocer la evolución de sus condiciones de estabilidad, hay que afrontar la necesidad de que la instalación pueda ser mantenida por muy largo tiempo, por lo que deberán escogerse equipos seguros y confiables, que deberán colocarse de manera que queden a cubierto de todas las circunstancias adversas previsibles.

XIII-4 PROBLEMAS DE INSTALACION

Existe todo un conjunto de problemas comunes a todas las instalaciones instrumentales de la ingeniería, que conviene mencionar y comentar brevemente.

- Es muy frecuente que los instrumentos se entierran en el suelo y permanezcan en él durante mucho tiempo; numerosas veces bajo el nivel freático o sujetos a fluctuaciones del mismo. Lo anterior impone una condición severa y limita o frecuentemente excluye toda posibilidad de reparación o reemplazo.
- Muchas veces, los cambios más importantes y de mayor interés ocurren muy lentamente y disfrazados por todo un conjunto de efectos secundarios, tales como variaciones de temperatura, fluctuaciones del nivel freático, etcétera. Esto hace que se presenten serios problemas de interpretación que exigen elevadas dosis de buen criterio para rechazar lecturas erróneas o discordantes y fijar la atención en los datos esenciales, haciendo a un lado las influencias secundarias.
- La mayor parte de las mediciones son relativas entre dos puntos; para establecer los movimientos absolutos es necesario contar con referencias fijas confiables.
- En muchos problemas de instrumentación relacionados con la Mecánica de Suelos es preciso conocer el comportamiento de estructuras durante la construcción, lo que exige colocar los instrumentos medidores interfiriendo la libertad de movimiento de hombres y equipos; esto suele ser fuente de fricciones, oposiciones aparentemente fundamentadas a los programas de medición y, en última instancia, de deterioro o ruptura de equipos de medición.

Como consecuencia de las consideraciones anteriores puede decirse que los equipos e instrumentos que

sirvan de base a un programa de instrumentación de campo deben de cumplir los siguientes requisitos:

- Ser robustos, resistentes y fácilmente manejables.
- Ser sencillos, con el menor número posible de partes móviles y, preferentemente, de funcionamiento no eléctrico.
- Ser fácilmente reparables.
- Dentro de lo posible, ser accesibles.
- Proporcionar datos fáciles de obtener e interpretar. Muchos programas de instrumentación llegan a requerir el apoyo de una computadora, lo cual se refleja en un costo generalmente alto, que ha de ser erogado durante largo tiempo.

Un programa concreto de una instalación de pruebas debe tomar en cuenta varios factores, como son:

- Propósito u objeto de las pruebas.
- Definir si la prueba es básica para la realización de la obra, si sólo es conveniente (y en qué grado) o complementaria o si es relativamente independiente.
- Definir la posibilidad de incluir el programa de instalación y pruebas en el programa de construcción de la obra.
- Considerar el tiempo necesario y disponible para la adquisición o fabricación de los aparatos, su revisión, su acondicionamiento, su calibración e instalación, así como para la adquisición y construcción de los dispositivos auxiliares a que haya lugar.
- Valorar el tiempo en que podrán obtenerse conclusiones preliminares y definitivas, comparándolo con las necesidades de información que hayan sido planteadas, para definir si la oportunidad de la información obtenida es acorde con los requerimientos del caso.
- Estimar los riesgos materiales y humanos a que estarán sujetos hombres y equipos, programando las medidas de protección adecuadas.
- Efectuar un análisis económico, definiendo si el costo de la instrumentación gravitará sobre la obra considerada o si puede repartirse entre varias, tomando en cuenta los beneficios cuantificables que directa o indirectamente vaya a reportar el programa de instrumentación.

La ejecución del programa de pruebas debe efectuarse tomando en cuenta, además de todos los anteriores, los siguientes puntos específicos:

- El especialista de Mecánica de Suelos, en combinación con el técnico en instrumentación deberán elaborar mentalmente uno o varios

modelos de comportamiento de la obra en estudio y del desarrollo probable de las pruebas en el tiempo, dejando la posibilidad de ir corrigiendo esas imágenes, a medida que la propia información obtenida lo vaya haciendo aconsejable.

- Deberá preverse la forma definitiva del reporte, incluyendo gráficas y tratamientos auxiliares.
- En general, convendrá tomar los datos con mayor frecuencia de lo que a primera vista parezca necesario, en previsión de que la obra muestre un comportamiento diferente del supuesto.
- Deberá tratarse de tomar en cuenta todos los fenómenos que interfieran o puedan llegar a interferir, en las mediciones durante todo el tiempo de su desarrollo. La probabilidad de que ocurran fenómenos ajenos al interés de la prueba, pero que la influyen, nunca debe desecharse. La previsión de estos fenómenos permite separar los efectos de las interferencias, de aquellos cuya medición se busca. Este aislamiento de la información relevante respecto de la que pudiera presentarse como acompañamiento es una de las metas fundamentales de un buen programa de instrumentación.
- Deberá darse debida consideración a la posible pérdida de datos por desajustes de los instrumentos, no detectados en fases incipientes y tomar también en cuenta otros motivos de pérdida de información, como son los extravíos, las equivocaciones en la anotación o en la identificación, fallas en las conexiones, etcétera.
- Deberá estudiarse la forma de obtener la información general y relevante de la prueba, de manera que los datos de los distintos instrumentos y brigadas puedan correlacionarse correctamente. El anterior no es un problema de solución única. También deberá procurarse manejar datos comparables y simultáneos; no debe excluirse la posibilidad de conseguir la simultaneidad de datos por interpolación o extrapolación de otros no rigurosamente simultáneos.
- Es fundamental el cumplir la necesidad de inspeccionar constantemente los aparatos y las instalaciones, de darles mantenimiento y de efectuar calibraciones y reparaciones. Los tiempos necesarios para cumplir con todo lo anterior deberán considerarse siempre en los balances generales de todo el programa de instrumentación.
- La toma de datos debe hacerse más frecuente cuando se espera o se ha producido un cambio importante en las cargas, en la situación hidráulica o en las condiciones ambientales y

también cuando haya ocurrido un sismo o se espere la falla.

XIII-5 OTROS PROBLEMAS DE INSTRUMENTACIÓN DE INTERÉS EN LAS VIAS TERRESTRES

A. Presión de tierras y elementos de retención

Una conclusión que debió de resaltar como consecuencia de la lectura del Capítulo V del Volumen I de esta obra es la necesidad de medir la magnitud de las presiones de tierra que los suelos ejercen contra los elementos de retención; sólo así se podrán calibrar adecuadamente las distintas teorías que se ofrecen al proyectista e ir adquiriendo una experiencia razonada en relación a los diferentes tipos de suelos y a los diferentes tipos de elementos de retención.

Casi toda la investigación que se hace sobre empuje de tierras se realiza con conjuntos de celdas de presión que se colocan entre el relleno y el muro. Desde luego, muchas de las celdas medidoras de presión, descritas en páginas anteriores de este Capítulo pueden utilizarse para los fines que ahora se describen; caben sin embargo algunos comentarios adicionales sobre el tema.

Casi todas las celdas de presión que se han usado hasta el momento en problemas de empuje de tierras son de tres tipos. El primero puede ser ejemplifi-

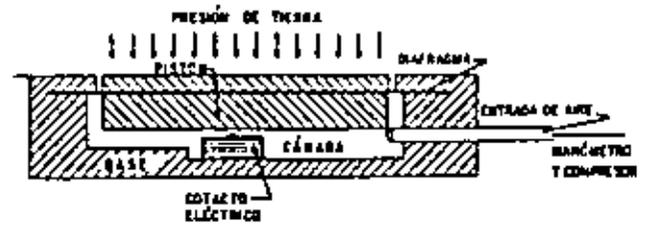


Figura XIII-30. Celda de Goldbeck (Ref. 1).

cado por la celda Goldbeck (Fig. XIII-30. Refs. 1 y 34).

La presión actúa contra un pistón que puede deformarse flexionando un diafragma; al ocurrir esto se establece un contacto eléctrico y se cierra un circuito, haciendo una lectura en algún medidor de paso de corriente que esté situado en el exterior. Existe un dispositivo que permite inyectar a una cámara en el interior de la celda aire comprimido y la presión de aire necesaria para contrabalancear la presión de tierra, rompiendo el contacto eléctrico e interrumpiendo el paso de la corriente, la cual se lee en un manómetro, se considera igual a la presión de tierra que actúa. La celda Goldbeck es históricamente uno de los primeros medidores de presión que fueron desarrollados y tiene varios inconvenientes prácticos, de los que quizá el más importante es el requerir el movimiento de regreso del pistón; la mayor parte de las celdas de este estilo se inutilizan al cabo de pocos años, seguramente a causa de la condensación de la humedad en la cámara de aire o por deterioro de los contactos eléctricos.

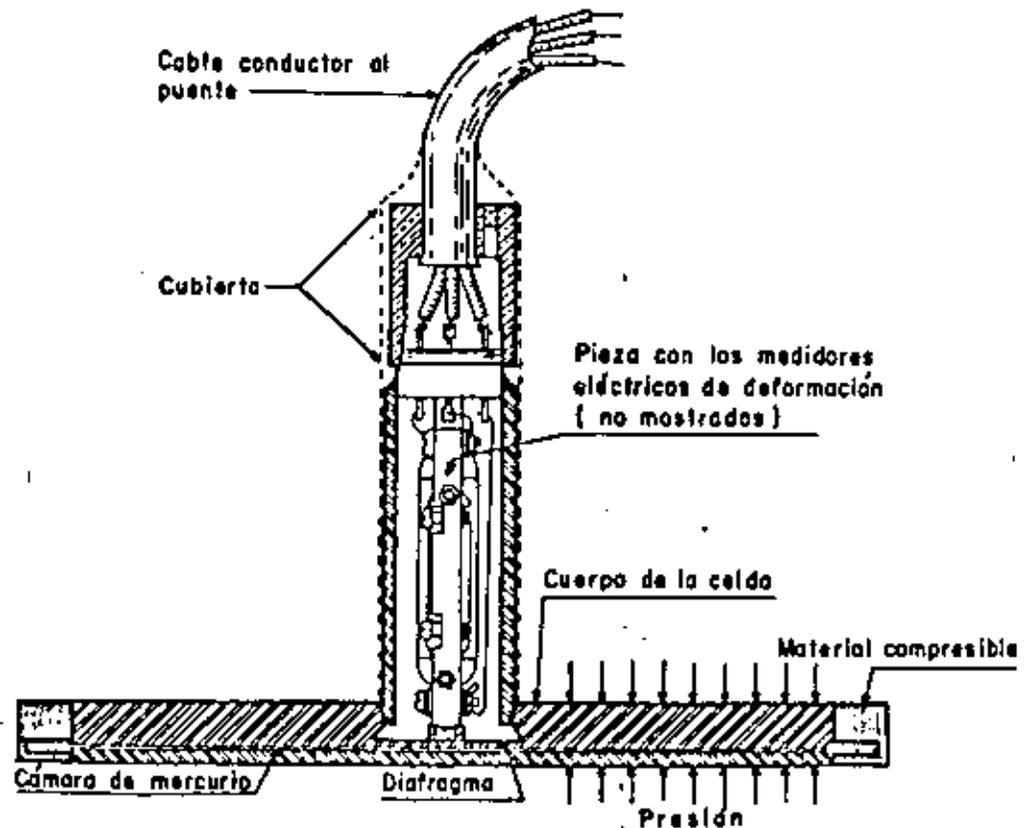


Figura XIII-31. La celda Carlson (Ref. 1 y 35).

La celda Carlson (Refs. 1, 35 y 36) se muestra esquemáticamente en la Fig. XIII-31. La presión de la tierra actúa sobre una cámara delgada llena de mercurio, el cual, a su vez, presiona un diafragma, con lo que se modifica la longitud de un vástago flexible en el que se alojan una serie de medidores eléctricos de deformación (Strain gauges) y se puede detectar un cambio de resistencia eléctrica en un puente situado en el exterior, en forma similar a la descrita en otras partes de este mismo Capítulo. Se requiere una calibración previa del aparato.

El Waterways Experiment Station, organismo norteamericano, ha desarrollado una celda similar a la Carlson, también de mucha utilización en los E. U. A., con los medidores eléctricos situados directamente sobre el diafragma, dos en la zona de tensión y dos en la de compresión del mismo.

En la celda Carlson se ha logrado actualmente reducir casi hasta ser imperceptibles los efectos de temperatura; esto se logra empleando capas de mercurio sumamente delgadas (de dos o tres centésimos de centímetro). Es un dispositivo de muy alta sensibilidad, resistente al manejo normal. En la celda W. E. S., se sustituye el mercurio frecuentemente por aceite. El punto más delicado de este tipo de celda es la soldadura entre los alambres de los medidores eléctricos y el diafragma y la posibilidad de falla más frecuente del dispositivo es que el material de dicha soldadura sufra alguna suerte de creep; este problema hace que algunos especialistas consideren el comportamiento a largo plazo de la celda Carlson más seguro que el de la W. E. S., pero en cambio esta última se estima menos sujeta a la influencia de cambios en la resistencia de los cables de conexión.

Además de los tres tipos anteriores, ya se dijo que pueden utilizarse en la medición de presión de tierras básicamente todos los tipos de celdas que han sido descritas en el inciso D del párrafo XIII-2 de este Capítulo.

Estos mismos tipos de celdas se utilizan para medir los esfuerzos transmitidos por las cargas rodantes, cuando se colocan embebidos en las distintas capas de los pavimentos.

Un punto delicado en la instalación de estos aparatos es la compactación del material del relleno o del terraplén a su alrededor, operación que obviamente tendrá que hacerse a mano, igualando muy exactamente las condiciones que prevalezcan en el resto del material, compactado convencionalmente; si alrededor del aparato se compacta menos el terreno se leerán presiones menores que las prevalecientes en el resto de la estructura y ocurrirá lo contrario si la compactación se excede. Otra fuente de problemas es que haya una diferencia importante entre la compresibilidad de la celda y la de la tierra que la rodea. También se han inutilizado muchos dispositivos por ruptura en los cables de conexión cuando ocurren movimientos en el relleno en relación a los cuales no se han tomado las debidas referencias.

B. Túneles

El proyecto y la construcción de túneles a través de suelos plantea muchos problemas que merecen instrumentación específica; los principales son (Ref. 1):

- La magnitud y la distribución de la presión de tierra sobre el túnel.
- Las cargas que se ejercen sobre ademes y revestimientos temporales.
- Los movimientos del suelo en la vecindad del túnel durante la construcción.
- Los movimientos del suelo en puntos relativamente alejados del túnel, consecuencia de su excavación.
- Los movimientos en la superficie del terreno sobre el túnel.

La mayor parte de los programas de instrumentación en túneles se reducen al tiempo de construcción y son relativamente escasos los programas que contemplan mediciones que cubran mucho tiempo de la operación de la estructura.

Las Refs. 37, 38, 39 y 40 son descripciones clásicas de programas de instrumentación realizados con mucho éxito. Desde entonces muchos han sido los programas de instrumentación que se han realizado en este campo de la ingeniería. La Ref. 41 reseña algunos trabajos recientes.

Cuando se construye un túnel a través de suelos, el material tiende a fluir hacia la excavación, produciéndose movimientos en el terreno adyacente; éstos pueden causar daños a edificios o estructuras cercanos, si los hubiere. Durante el funcionamiento del túnel ocurren también pequeños movimientos. En todos los casos, resulta difícil prever e interpretar los movimientos por medio de las teorías existentes, que frecuentemente no son capaces de tomar en cuenta todas las heterogeneidades geológicas y complejidades de cada caso particular; por todo ello, la medición de comportamiento en el campo es importante.

Los programas de instrumentación en túneles suelen perseguir uno o varios de los siguientes objetivos:

- Medición de las presiones de tierra o de roca.
- Medición de los esfuerzos actuantes en ademes y revestimientos.
- Medición de distorsiones en ademes y revestimientos.
- Medición de los movimientos en el terreno influenciados por el túnel, así como de las presiones de poro en dicho terreno.
- Medición de movimientos en el túnel como un conjunto.

Los instrumentos para medir desplazamientos en el terreno o las presiones de poro en el agua contenida en él son básicamente similares a muchos de los descritos en páginas anteriores de este capítulo. Los apa-

Existen también instrumentos concebidos para medir los esfuerzos en el interior del material en que se excava el túnel; es decir, en puntos situados masa adentro de la superficie expuesta por la excavación. Para estos fines en algunos aparatos se hace uso de mediciones de relajación de esfuerzos (Ref. 48), con dispositivos análogos a los ya descritos, pero adaptados para ser introducidos en el interior de pozos de muy pequeño diámetro (7 a 10 cm). En otros instrumentos se hace uso del método de restauración de los esfuerzos, también someramente ya comentado en renglones precedentes. Ahora se perfora un pozo de 18 a 20 cm de diámetro, hasta el punto en que se desea medir los esfuerzos existentes; en el fondo de esa perforación se coloca un instrumento con una serie de extensómetros (strain-gauges) dispuestos en corona. La relajación de los esfuerzos se produce perforando a continuación un pozo de 4 o 5 cm, coaxial con el anterior y a partir del fondo del primero; con esta relajación, los extensómetros previamente colocados varían sus lecturas. En la última etapa de la medición, se introduce un gato cilíndrico en el pazo de menor diámetro y accionándolo, se mide el esfuerzo necesario para volver los extensómetros a su posición inicial.

Finalmente, se ha tratado de medir los esfuerzos en el interior de la masa de suelo en torno al túnel con diversos métodos indirectos. Habib (Ref. 49) y otros han tratado de correlacionar la velocidad de propagación de ondas de sonido producidas en el medio, con la magnitud de los esfuerzos actuantes, pero las investigaciones han puesto de manifiesto que a pequeños cambios en la velocidad del sonido pueden corresponder cambios de muchos centenares de kilogramos por centímetro cuadrado, en el esfuerzo, por lo que el método no puede considerarse de aproximación suficiente para los trabajos en que se pretenda más que conocer el orden de magnitud de los esfuerzos.

Seguramente la gran mayoría de los programas de medición que se ejecutan en túneles se refieren a medidas de presiones de tierra y roca sobre ademes y revestimientos o a mediciones de las fuerzas actuantes sobre las diferentes piezas de ellos. Esto último implica la medición de deformaciones en piezas de madera o de acero. Estas mediciones se hacen con frecuencia en galerías piloto, para obtener información útil para el diseño de las piezas de ademe real. Las mediciones se hacen marcando puntos testigo en las piezas del ademe, sea en el de la galería piloto o en el real, y observando sus movimientos relativos, sea por métodos topográficos o desarrollando algún dispositivo mecánico para ayudar la medición (Ref. 48). Los movimientos relativos se pueden volver absolutos relacionando por lo menos un punto con una referencia fija, fuera de la zona en estudio.

Las presiones actuantes sobre las piezas de los ademes pueden medirse con extensómetros longitudi-

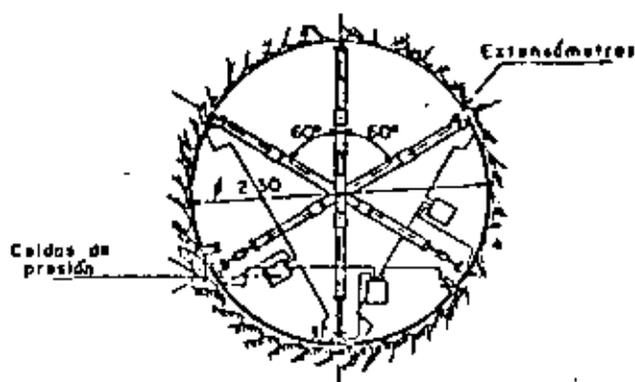


Figura XIII-35. Disposición radial de instrumentos para medir desplazamientos (Ref. 48).

nales, del tipo de los descritos en otras partes de este capítulo, dispuestos, por ejemplo, como se ve en la Fig. XIII-35 (disposición radial). Arreglos en estrella o en Delta son también frecuentes.

También pueden medirse las presiones utilizando celdas, algunos de cuyos tipos han sido mencionados en otras partes de este capítulo. La Fig. XIII-36 muestra el esquema de disposición de celdas que se utilizó en el metro de Chicago, para medir las presiones ejercidas por una acilla blanda sobre un revestimiento permanente de concreto (Ref. 50).

Un hecho importante puesto de manifiesto tanto por las mediciones hechas en el metro de Chicago, como en muchos túneles en las ciudades de Moscú y Leningrado (Ref. 48) es que los esfuerzos que se desarrollan en los ademes se ven frecuentemente afectados en mucho por circunstancias ajenas a la propia

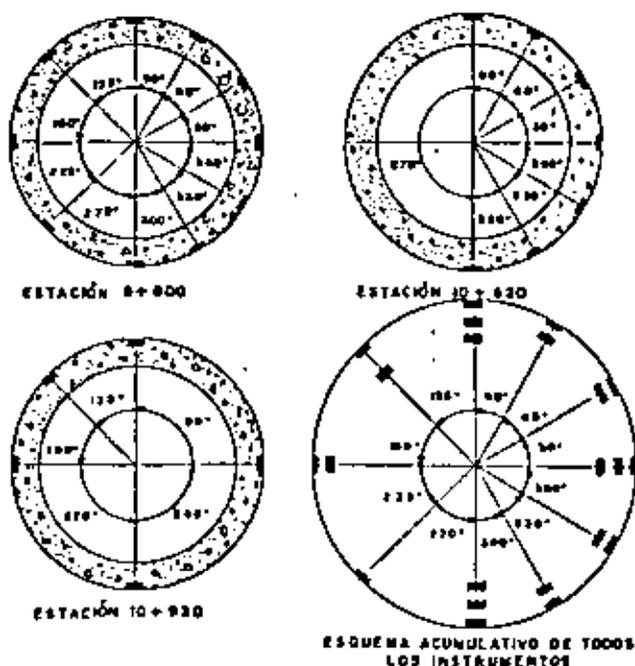


Figura XIII-36. Localización de celdas de presión en un túnel de sección circular (Ref. 48).

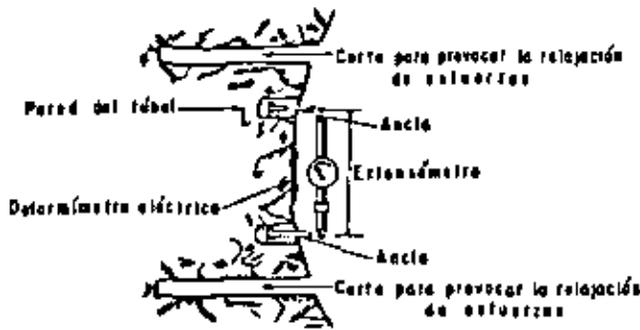


Figura XIII-32. Dispositivo para medir presiones en la superficie expuesta de un túnel (Ref. 48).

ratos a base de alambres sujetos a tensión constante se prestan especialmente para ser instalados en túneles. En el Capítulo relativo a Túneles se insistirá más sobre el tema, pero aun sin haber tratado los aspectos geotécnicos de estas estructuras, conviene en este lugar describir algo los instrumentos principales de uso más general.

La Fig. XIII-32 muestra una disposición de instrumentos que permite medir las condiciones de esfuerzo que prevalecen en la superficie expuesta de la roca o de un suelo duro, en los que se excave un túnel. Estos esfuerzos no representan a los que prevalecían en el interior de la masa antes de la excavación.

Un extensómetro está montado entre dos puntos fijos, que cuando se desplazan permiten realizar las correspondientes lecturas. En otros dispositivos análogos, el extensómetro se substituye con un deformímetro eléctrico de resistencia (strain gauge), del tipo de los que permiten relacionar la resistencia eléctrica con la longitud de un alambre y a los que ya se hizo referencia.

Dispositivos como los anteriores permiten controlar los procesos de relajación de esfuerzos en torno a la excavación, con el paso del tiempo. Para ayudar a tal control se hacen cortes en zonas próximas al dispositivo, en los que el material puede expandirse fácilmente, aliviándose sus presiones. Si estos dispositivos se disponen alrededor de las ranuras practi-

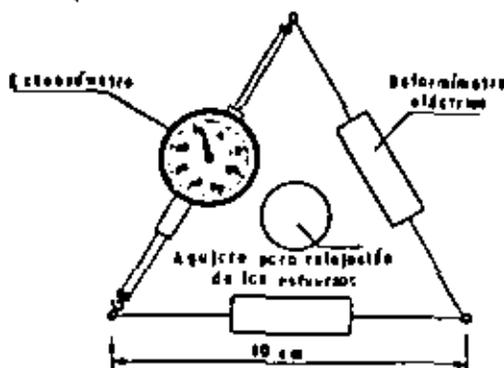


Figura XIII-33. Dispositivo para medir relajación de esfuerzos en torno a un agujero (Ref. 48).

cadas en el material puede obtenerse información suficiente para determinar los esfuerzos principales y su evolución.

La Fig. XIII-33 muestra un dispositivo que puede incluir extensómetros o deformímetros eléctricos (lo que se esquematiza en la figura representando ambos elementos), que permite analizar la relajación de esfuerzos en torno a un agujero de perforación, que debe ser lo suficientemente pequeño como para que la relajación que a su alrededor se produzca no exceda un tercio del valor original de los esfuerzos, límite que se considera no debe ser sobrepasado para poder suponer elástico el estado del material, de manera que los valores de los módulos de elasticidad que se hayan obtenido y se apliquen a los cálculos puedan conservar un significado físico razonable.

La Fig. XIII-34 (Ref. 48) muestra un tercer método de medición de los estados de esfuerzos en la superficie de la excavación de un túnel, útil para ser empleado en rocas blandas o suelos firmes. Ahora se hace uso del principio de restauración de esfuerzos. En una primera etapa se coloca en la superficie del material un alambre a tensión constante, midiéndose su frecuencia de vibración; este tipo de medidor de longitudes opera según el principio de la cuerda vibrante que ya ha sido discutido en este Capítulo. En un segundo paso, se practica en el material de la excavación una ranura, la que produce una cierta relajación del esfuerzo inicial. En seguida, se introduce en la ranura una celda generadora de presión (por ejemplo, un gato Freyssinet), la cual se fija perfectamente con mortero de cemento; después se opera la celda hasta restablecer el estado de esfuerzos original, lo cual se detecta porque la cuerda vibrante vuelve a su frecuencia de vibración inicial.

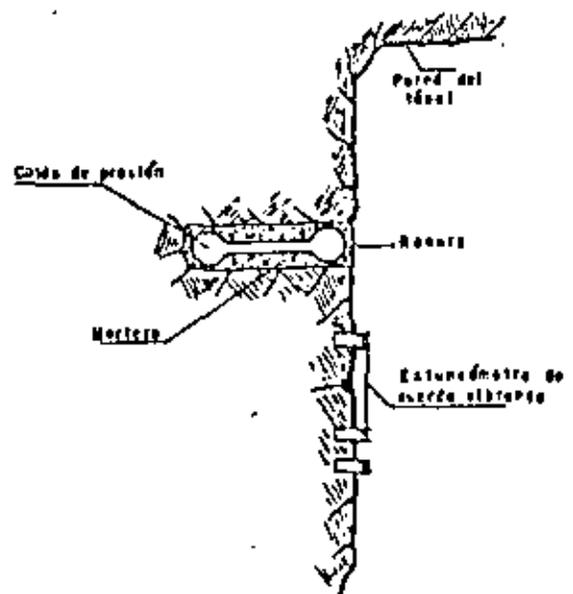


Figura XIII-34. Medición de presiones en la superficie expuesta de un túnel por el método de restauración de esfuerzos (Ref. 48).

presión ejercida por el suelo; entre éstas figuran preponderantemente una erección que haga a las piezas adoptar formas diferentes a la de la galleta (por ejemplo, formas elípticas en galerías circulares); inyecciones defectuosamente realizadas o rellenos y acumulamientos inapropiados.

XIII-6 INSTRUMENTACIÓN DE INVESTIGACIONES DE LABORATORIO

La investigación de laboratorio, sea en pruebas o modelos, ofrece un campo amplio a la utilización de las técnicas de instrumentación; un campo en el que, por cierto, mucho falta por investigar y definir. La Ref. 42 es un excelente resumen de varios aspectos de estos problemas, en la que se describen con detalle las técnicas de instrumentación más usadas hasta el presente, de acuerdo con la escala de las pruebas realizadas.

Los equipos empleados en los laboratorios para medir desplazamientos deben ser generalmente de alta precisión, a causa de los movimientos relativamente pequeños que han de detectarse en los modelos a escala correspondientemente reducida. Por la misma razón ha de cuidarse mucho el efecto perturbador que la presencia del instrumento medidor produce.

Muchos de los equipos empleados para medir desplazamientos en suelos son de funcionamiento mecánico o eléctrico (Ref. 43). Los aparatos mecánicos (ver, por ejemplo la Ref. 44) consisten usualmente de un vástago metálico muy delgado (1.5 mm, aproximadamente) que se coloca en un ademe un poco más grueso, para evitar que las partículas de suelos se introduzcan entre ambos. En el extremo inferior del vástago y sobresaliendo del ademe hay una ampliación que ancla al vástago al suelo. Vástago y ademe tienen su extremo superior ligado a una base fija, fuera del suelo y ese extremo del vástago acciona un micrómetro, que puede así leer los desplazamientos de la pequeña zapata inferior. Según como se coloque el aparato, puede leer desplazamientos horizontales o verticales.

Los medidores eléctricos de desplazamientos operan casi siempre determinando el cambio en la separación de dos pequeños discos colocados en el suelo, próximos uno al otro. En un modelo común (Ref. 45), cada disco tiene un eje de hierro que penetra en una bobina activada, de modo que cualquier desplazamiento relativo entre los dos discos produce una mayor o menor penetración del eje de hierro en su bobina y un correspondiente cambio en la impedancia del conjunto. Por calibración previa puede conocerse el desplazamiento relativo que corresponde a cada cambio de impedancia.

La Ref. 46 describe otro dispositivo similar con la ventaja de que en el suelo sólo han de colocarse dos pequeños discos, conectados por alambres a medidores dispuestos fuera, que detectan el cambio en la separación.

Ya se ha mencionado que en la actualidad existen celdas medidoras de presión de tamaño muy pequeño, que resultan muy apropiadas para el trabajo en el laboratorio. Casi todos los instrumentos de esta naturaleza hacen uso de medidores eléctricos de deformación (strain gauges), que se prestan para formar aparatos de muy pequeño tamaño.

La Ref. 47 describe una investigación con uso extensivo de instrumentación para medir esfuerzos y deformaciones, realizada en un modelo de una pila de un gran puente, con el objeto de verificar la seguridad de una cimentación en proyecto.

Anexo XIII-A

Caso Práctico

Con objeto de proceder a la estabilización de una ladera natural (Fig. XIII-A.1) cuyo movimiento afectaba la operación de un camino, y a fin de conocer el mecanismo cinemático del mismo, se recurrió a la medición de los movimientos horizontales y verticales del terreno, para lo cual se dispusieron tres líneas de puntos de control superficial y tres inclinómetros del tipo Slope-Indicador, alojados en un eje que se supuso coincidía aproximadamente con el eje de simetría del área en movimiento, con objeto de conocer la forma y profundidad de la superficie de deslizamiento.

Las líneas de puntos de control se eligieron una vez que se contó con el levantamiento topográfico detallado de la zona (Fig. XIII-A.1), alojando unos puntos fuera del área en movimiento, en cada extremo, que definieron una línea base, refiriéndose los movimientos de los puntos alojados sobre esa línea a la posición original.

La información obtenida de la perforación realizada para la instalación de los inclinómetros, así como los resultados de las mediciones efectuadas en ellos, se muestran en la Fig. XIII-A.2.

Con los datos de la instrumentación colocada, pudo elaborarse el perfil de suelos mostrado en la Fig. XIII-A.3, en la que se aprecia la superficie de falla sobre la que ocurren los movimientos.

La tubería de los inclinómetros sirvió también para poder determinar la posición del nivel de aguas freáticas, pudiéndose establecer su influencia en el movimiento.

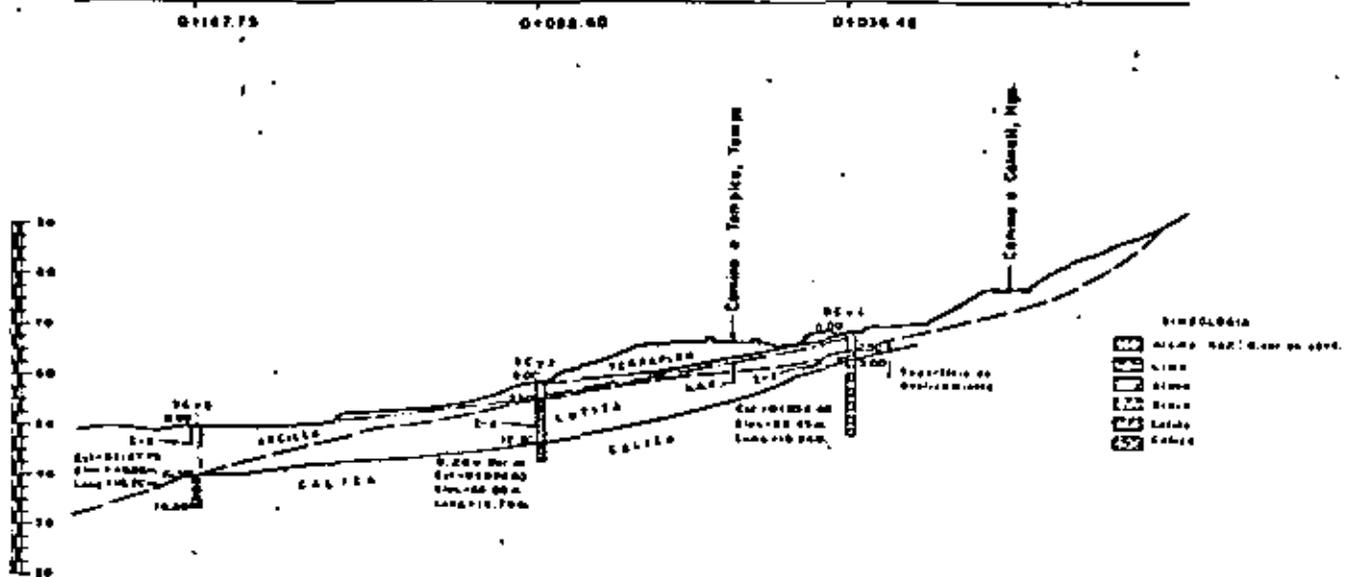


Figura XIII-A.3. Perfil del eje de inclinómetros.

REFERENCIAS

1. Shannon, W. L., Wilson, S. D. y Meese, R. H. *Field Problems: Field Measurements*, Capítulo 13 del libro *Foundation Engineering*, editado por G. A. Leonards. McGraw Hill Book Co. 1962.
2. Vargas, M. *Building Settlement Observations in Sao Paulo*. Memorias del II Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Vol. IV. Rotterdam, 1948.
3. Rico, A., Moreno, G. y Hernández, R. *Instrumentación de campo en carreteras*. VIII Congreso Nacional de Ingeniería Civil. México, 1969.
4. Laboratoire des Ponts et Chaussées. *Etude de Remblais sur Sols compressibles*. Cap. 8. Edit. Dunod. Paris, 1971.
5. California Division of Highways. *Notes on Procedures, Testing Methods and Use of Materials for Highway Purposes*. Materials and Research Department, Sacramento, California, 1968.
6. Terzaghi, K. *Settlement of Structures in Europe and Methods of Observations*. Trans. ASCE. Vol. 103. 1938.
7. Berbowet, R. F. *Subsidence Problem in the Long Beach Harbor District*. Proc. ASCE. Vol. 85. Nº WW2. 1959.
8. Casagrande, A. *An Unsolved Problem of Embankment Stability on Soft Ground*. Memorias del I Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. México, D. F., 1959.
9. Rico, A., Moreno, G. y García G. *Test Embankments on Texaco Lake*. Memorias del VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. México, D. F., 1969.
10. Parsons, J. O. y Wilson, S. D. *Safe Loads on Dog - Leg Piles*. Trans. ASCE. Vol. 121. 1956.
11. Rico, A. *Intervención en el panel de discusión de la División 3*. III Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. Vol. III. Caracas, Venezuela, 1967.
12. Casagrande, A. *Soil Mechanics in the Design and Construction of the Logan Airport*. Journal. Boston Society of Civil Engineers. Vol. 36. Nº 2. 1949.
13. Casagrande, A. *Piezometers for Pore Pressure Measurements in Clay*. Notas para cátedra. Universidad de Harvard, 1958. Citada en la Ref. 1.

14. Juárez Badilla, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo I. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Apéndice. Ed. Limusa, S. A. México, D. F., 1973.
15. Hvorslev, M. J. *Time Lag and Soil Permeability in Ground Water Observations*. Waterways Experiment Station, Bull. Nº 36. Vicksburg, Miss., 1951.
16. Brooker, E. W. y Lindberg, D. A. *Field Measurement of Pore Pressure in High Plasticity Soils*. Procs. International Research Conference On Expansive Clay Soils. Universidad de Texas A. y M. 1965.
17. Penman, A. D. M. *A Study of the Response Time of Various Types of Piezometers*. Pore Pressure and Suction in Soils. Butterworths Ed. Londres, 1961.
18. Highway Research Board. *H. R. Record Nº 453 (6 Artículos)*. Academia Nacional de Ciencias. Washington, D. C., 1973.
19. Marsal, R. J. y Ramírez de Arellano, L. *Performance of El Infiernillo Dam*. Symposium on Stability and Performance of Slopes and Embankments. ASCE. Soil Mechanics and Foundations Division. Berkeley, Cal., 1966.
20. Laboratoire des Ponts et Chaussées. *Remblais sur sols compressibles*. Boletín especial T. Paris, 1973.
21. Rico, A., Springall, G. y Springall, J. *Deslaminamientos en la autopista Tijuana-Ensenada*. Contribución de la Secretaría de Obras Públicas de México al VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. México, D. F., 1969.
22. De Fries, C. K. y Pardo, E. *Grandes rellenos fundados sobre suelo residual*. IV Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Vol. II. San Juan Puerto Rico, 1971.
23. Casagrande A. *Evaluation of Embankment Performance*. Conferencia presentada en A.S.C.E. Soil Mechanics and Foundations Division. Conference on Stability and Performance of Slopes and Embankments. Berkeley, Cal., 1966.
24. Wilson, S. D. *Investigation of Embankment Performance*. A.S.C.E. Soil Mechanics and Foundations Division. Conference on Stability and Performance of Slopes and Embankments. Berkeley, Cal., 1966.
25. Marsal, R. J. y Ramírez de Arellano, L. *Presión del Infiernillo*. Observaciones durante el periodo de construcción y el primer llenado. Publicación de la Comisión Federal de Electricidad. México, D. F., 1965.

26. Cambos, J. y Benavini, A. *Behavior of Netzahualcoyotl Dam during Construction*. A.S.C.E. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division. Vol. 93. SM4. 1967.
27. U. S. Bureau of Reclamation. *Earth Manual*. Denver, Col., 1960.
28. Bjerrum, L., Kenney, T. C. y Kjaernali, B. *Measuring Instruments for Strutted Excavations*. A.S.C.E. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Vol. 91. SM1. 1965.
29. Rouse, G. C., Richardson, J. T. y Misterck, D. L. *Measurements of Rock Deformations in Foundations for Mass Concrete Dams*. Instruments and Apparatus for Soil and Rock Mechanics. A.S.T.M. 1965.
30. Sainz Ortiz, I. *Zumpango Test Embankment*. A.S.C.E. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Vol. 93. SM4. 1967.
31. Kaufman, R. L. y Weaver, F. J. *Stability of Atchapalpa Levees*. A.S.C.E. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Vol. 93. SM4. 1967.
32. Howe, D. R. y Leech, L. R. *Movement within Large Fills*. Materials and Research Department. California Division of Highways. (Reporte provisional preparado bajo la dirección general de T. Smith.) Sacramento, Cal., 1966.
33. Bishop, A. W., Kennard, M. F. y Penman, A. D. M. *Pore Pressure Observations at Selsol Dam*. Proc. Conference on Pore Pressure and Suction in Soils. Butterworth, Londres, 1961.
34. Goldbeck, A. T. y Smith, E. B. *An Apparatus for Determining Soil Pressures*. Proc. A.S.T.M. Vol. 16 N° 2. 1916.
35. Hanna, T. H. *Foundation Instrumentation*. Capítulo 4. Trans Tech. Publications. 1973.
36. Carlson, R. W. y Firtz, D. *Development of a Device for the Direct Measurement of Compressive Stress*. Journal, American Concrete Institute. 1951.
37. Terzaghi, K. *A Liner Plate Tunnel on the Chicago Subway*. Trans. A.S.C.E. Vol. 108. 1945.
38. Peck, R. B. *The Measurement of Earth Pressures on the Chicago Subway*. Bull. A.S.T.M. Agosto, 1941.
39. Peck, R. B. *Earth Pressure Measurements in Open Cuts, Chicago Subway*. Trans. A.S.C.E. Vol. 108. 1945.
40. Housel, W. S. *Earth Pressure on Tunnels*. Trans. A.S.C.E. Vol. 108. 1945.
41. Hanna, T. H. *Foundation Instrumentation*. Capítulo 6. Trans Tech. Publications. 1973.
42. Roscoe, K. H. *The Influence of Strains in Soil Mechanics*. Rankine Lecture, Geotechnique. Vol. 20. N° 2. 1970.
43. Hanna, T. H. *Foundation Instrumentation*. Capítulo 8. Trans Tech. Publications. 1973.
44. Carr, R. W. y Hanna, T. H. *Sand Movement Measurements near Anchor Plates*. Proc. A.S.C.E. Vol. 97. SM5. 1971.
45. Eggstad, A. *Deformation Measurements below a Model Footing on the Surface of Dry Sand*. Proc. European Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 1. Weisbaden, 1965.
46. Morgan, J. R. *Contribution to Discussion on Session 4*. Proc. Roscoe Memorial Symposium. Cambridge University, 1971. Citado en la Ref. 43.
47. Rico, A., Sosa, R., Quintero, M., Aztegui, E. y Rangel, M. *Puente "Mariano García Sola" (Metlat)*. Modelo físico de la cimentación de la pile No 2. Revista Ingeniería. Facultad de Ingeniería de la UNAM. 1970.
48. Szeczy, K. *The Art of Tunneling*. Cap. 5. Akademiai Kiadó. Budapest, 1967.
49. Habib, P. *Determination du module d'élasticité des rochers en place*. Annales de l'Institut B. T. P. Septiembre, 1950.
50. Terzaghi, K. *Shield Tunnels of the Chicago Subway*. Journal of the Boston Society of Civ. Eng. 1942.
51. Rico, A., Springall, G., Springall, J., Moreno, G. y Mendoza, J. A. *delizamientos en la autopista Tijuana-Ensenada*. Memoria Final. Publicación de la Secretaría de Obras Públicas de México (Edición bilingüe, en español e inglés). México, D. F., 1975.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

CURSO: RELACION ENTRE LA MECANICA DE SUELOS Y LA INGENIERIA CIVIL. DIRIGIDO AL PERSONAL PROFESIONAL DE LA DIRECCION GENERAL DE CAMINOS RURALES, S.A.H.O.P.

INSTRUMENTACION

**TERRACERIAS EN
SUELOS BLANDOS**

PROF. ING. BENJAMIN REYES REYES.

**DURANGO, DGO.
ENERO 21-22.
1982**

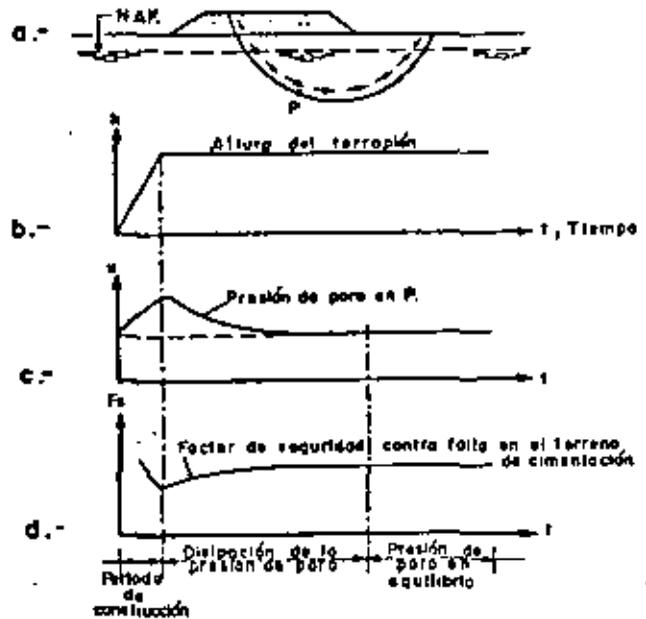


Figura VI-40. Variación de las condiciones con el tiempo en un terraplén construido sobre un suelo blando (Ref. 69).

El primero se refiere a los conceptos comentados con base en la Fig. VI-2 (Ref. 6). Si la resistencia del suelo de cimentación disminuye continuamente con el tiempo, hasta alcanzar valores muy por abajo de la resistencia máxima, el diseño con base en esta última puede ser del todo inapropiado; a este respecto no habría más posibilidad que determinar en el laboratorio la respuesta de la arcilla a pruebas de larga duración, para establecer a criterio un valor apropiado de la resistencia de diseño.

En 1960 A. Casagrande reportó (Ref. 70) un muy interesante caso práctico de construcción en que se pudo observar una variación importante en la resistencia no drenada de una arcilla (obtenida con pruebas de compresión simple) en las pruebas de larga duración (hasta 2 semanas) respecto a la resistencia máxima en prueba estándar (alrededor de 5 min); las curvas esfuerzo-deformación variaron correspondientemente desde formas de falla frágil típica hasta formas de falla plástica.

El dato práctico quizás más importante es que la c_u disminuyó hasta 30% respecto al valor de prueba rápida estándar. Muchos ingenieros piensan que tal reducción de resistencia debe ocurrir con el tiempo en un terreno de cimentación muy blando sobre el que se haya construido un terraplén, por efecto de los esfuerzos cortantes actuantes que degradan la estructura de la arcilla, aun cuando la situación general esté lejos de la falla, juzgada ésta con base en la resistencia máxima obtenida en una prueba convencional (c_u). Es cierto que los efectos de consolidación y el paso del tiempo contribuirán a aumentar esa resistencia mínima a que pudiera llegarse, pero sin duda tal valor mínimo representa una condición crítica que muchos proyectistas juzgan digna de ser

VI-6 TERRAPLENES SOBRE SUELOS BLANDOS

Mucho de lo que ahora debería decirse con referencia al importante problema de terraplenes construidos sobre suelos muy blandos o turbas ha sido ya mencionado en el capítulo III de este libro, en relación con el terreno de cimentación. Sin embargo, existen algunos comentarios que seguramente no están fuera de lugar en este capítulo. Sin duda el primer problema a considerar es el que se refiere al cálculo de la estabilidad del terraplén en conjunto con su terreno de cimentación, el cual en estos casos suele constituir un elemento crítico.

En muchos suelos blandos probablemente es esencial evitar una falla catastrófica del terraplén por el descenso que suele sufrir su resistencia al esfuerzo cortante a causa del intenso remoldeo que acompaña a un colapso estructural total, tras el que la resistencia se recupera tan lentamente que pueden plantearse problemas en verdad insolubles.

La Fig. VI-40.a (Ref. 69) indica el tipo de análisis que ha de hacerse en estos casos, el cual ha sido ya suficientemente discutido en el párrafo anterior. La misma figura muestra en su parte b el proceso de carga a lo largo del tiempo y, en su parte c, la evolución que es de esperar en las presiones de poro dentro del terreno natural. La parte d expresa cuantitativamente la variación del factor de seguridad con el tiempo. El análisis por lo común se debe hacer con la resistencia no drenada del terreno (c_u) y se desarrollará con base en esfuerzos totales. Existen sin embargo dos puntos que conviene comentar en este lugar.

tomada en cuenta. No hay suficiente volumen de estudio para juzgar qué porcentaje de reducción de la resistencia máxima convencional pudiera considerarse seguro. En muchas oficinas de cálculo se reduce arbitrariamente esa resistencia máxima convencional en un 25 ó 50% para obtener el valor de resistencia de diseño.

La resistencia del terreno probablemente se puede obtener en forma aproximada y económica por medio de pruebas de veleta (Ref. 69), cuyos fundamentos han sido discutidos en el capítulo I. Por lo general es necesaria una rotación de menos de 10° para obtener la resistencia máxima del suelo "intacto", en tanto que se requieren varias vueltas para llegar a la resistencia residual.

La Fig. VI-41 (Ref. 71) muestra la curva típica de una arcilla blanda probada con veleta.

La resistencia del suelo "intacto", dividida entre la resistencia residual, suele tomarse como una medida de la sensibilidad de la arcilla. Desde luego que la prueba de la veleta deja de ser representativa cuando el terreno de cimentación va siendo duro o dejando de ser arcilla homogénea franca.

Para tomar en cuenta los efectos de reducción de resistencia de que se ha hablado en la prueba de veleta, Bjerrum proporciona en la Ref. 69 una gráfica que incluye un factor de corrección μ , que multiplicado por la resistencia que proporciona la prueba, da la resistencia que se debe usar en el proyecto. (Fig. VI-42).

La correlación de Bjerrum en términos del índice plástico de la arcilla es puramente estadística y se ha obtenido con base en la relación observada entre el índice plástico de 14 terrenos de cimentación que fallaron bajo terraplenes y el factor de seguridad calculado retrospectivamente en tales fallas; en forma sistemática, dicho factor de seguridad fue algo mayor que uno, indicio de que la resistencia del terreno fue sobreevaluada por las pruebas de campo.

Las incertidumbres en decidir el valor de la resistencia que se debe usar en los análisis de estabilidad, han llevado a muchos proyectistas a considerar deseable obtenerlos de terraplenes de prueba a escala natural. Las Refs. 72, 73, 74, 75, 76, 77 y 78 son des-

$$(C_u)_{\text{proyecto}} = \mu (C_u)_{\text{prueba}}$$

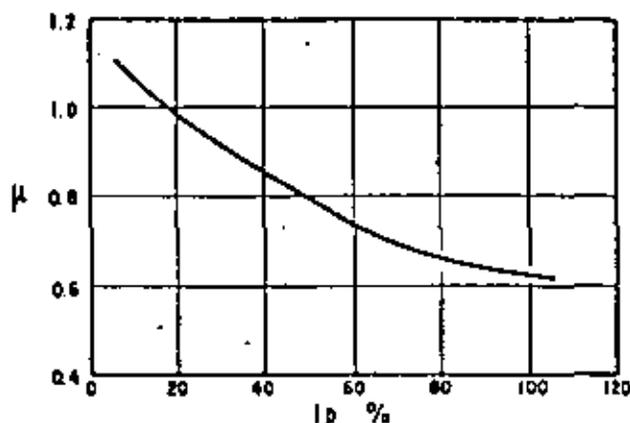


Figura VI-42. Factor de corrección para obtener la resistencia de proyecto, a partir de pruebas de veleta (Ref. 69).

cripciones de este tipo de investigaciones, que contienen información de interés.

Un refinamiento del cálculo establecido por muchos ingenieros consiste en despreciar la contribución del terraplén propiamente dicho a la estabilidad general. Esto se hace, sobre todo, cuando el terraplén es bajo y la costra de arcilla endurecida por secado es delgada, pues en tales casos se ha visto que la falla del terraplén suele ir precedida por un agrietamiento casi completo del mismo.

La misma Ref. 69 incluye interesantes discusiones acerca de la confiabilidad del cálculo de asentamientos de terraplenes sobre suelos muy blandos. Este es un punto en el que se suelen observar discrepancias de importancia entre teoría y realidad, que justifican el uso de terraplenes en escala natural. Mucho más difícil de predecir es la evolución de los asentamientos con el tiempo, problema para el cual es muy indicado el uso de terraplenes de prueba, siempre que se disponga de tiempo suficiente para las observaciones.

Es sumamente variada e interesante la información que se puede obtener en la actividad de un terraplén de prueba, verdadero modelo a escala natural de la estructura en estudio. Las Figs. VI-43 y VI-44 (Ref. 77) son una muestra de los datos que se pueden lograr. La Fig. VI-43 proporciona información obtenida de conjuntos de inclinómetros situados en secciones instrumentadas de un terraplén de prueba. Estos instrumentos se describirán con más detalle en un capítulo posterior de esta obra, dedicado a instrumentación de campo. Los datos que ahora se incluyen son los de la Ref. 77, ligeramente modificados para tomar en cuenta el tiempo transcurrido desde su publicación. Es notable el curso de la deformación lateral del suelo de cimentación bajo el peso del terraplén con el paso del tiempo. En primer lugar ocurrió el desplazamiento lateral hacia afuera que sería de esperar intuitivamente, pero después de un

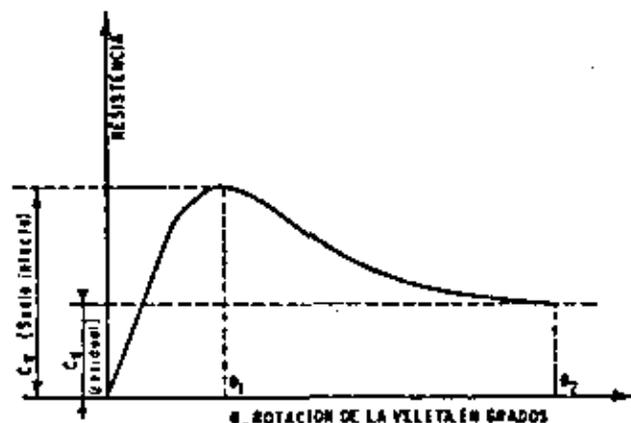


Figura VI-41. Curva típica de resistencia de una arcilla blanda con prueba de veleta (Ref. 71).

tiempo las deformaciones laterales se invirtieron ocurriendo hacia la parte central bajo el terraplén; tal parece que la disminución de volumen por consolidación, máxima bajo el centro de la estructura, fue lo suficientemente importante como para invertir el sentido de la deformación lateral.

La Fig. VI-44 proporciona datos de magnitud, distribución y evolución con el tiempo de los asentamientos del mismo terraplén de prueba. Los datos se obtuvieron al utilizar el torpedo de asentamientos desarrollado por Wilson, que también se describirá en el capítulo posterior alusivo.

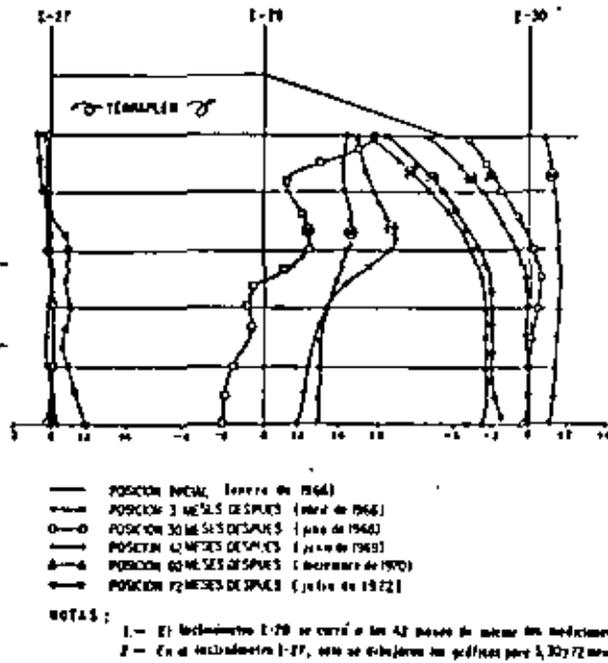


Figura VI-43. Resultados de inclinómetros en una sección de un terraplén de prueba construido en el Vaso de Texcoco, México.

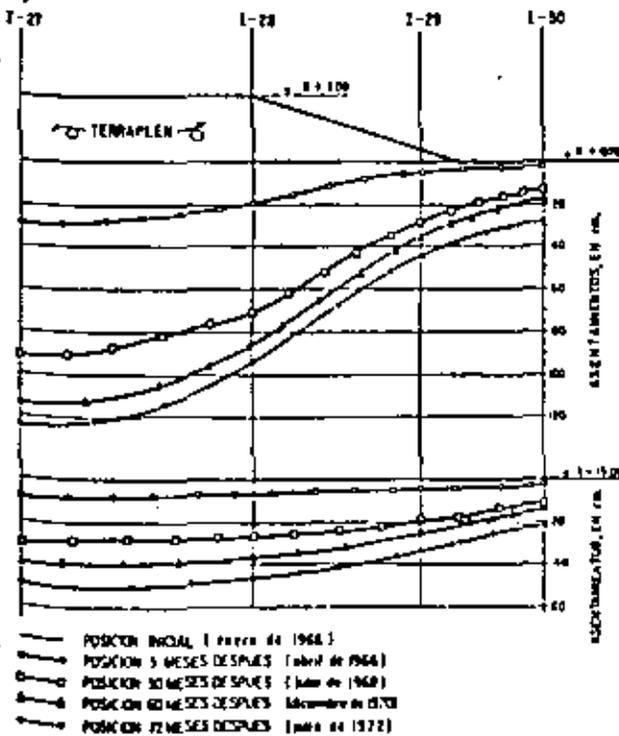


Figura VI-44. Resultados de medición con torpedo de asentamiento, en una sección del mismo terraplén de prueba a que se refiere la figura VI-43.