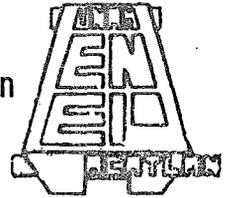


ACA-T-54



Escuela Nacional de Estudios Profesionales-Acatlán  
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO



# Cimentaciones Profundas Mediante Pilas y Cilindros



T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

p r e s e n t a n :

JAIME GOMEZ ORTIZ

ANGEL LOZANO CORONEL

M-00 28604



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



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

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

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL

AVENIMA

ENEP ACATLAN  
COORDINACION DEL PROGRAMA  
DE INGENIERIA Y ACTUARIA

CAI-C-0193-79

SEÑORES:

JAIME GOMEZ ORTIZ  
ANGEL LOZANO CORONEL  
ALUMNOS DE LA CARRERA  
DE INGENIERIA CIVIL  
P R E S E N T E

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 18 de mayo de 1979, me complace notificarles que esta Coordinación tuvo a bien asignarles el siguiente tema de tesis: "Cimentaciones profundas mediante pilas y cilindros", el cual se desarrollará como sigue:

- I. Introducción
- II. Factores que influyen en la selección de una cimentación profunda mediante pilas y/o cilindros.
- III. Estudios de mecánica de suelos necesarios en el caso de una cimentación profunda mediante pilas y/o cilindros.
- IV. Diseño estructural de las pilas y/o cilindros.
- V. Procedimientos constructivos.
- VI. Problemas especiales
- VII. Análisis de costos.
- VIII. Conclusiones.

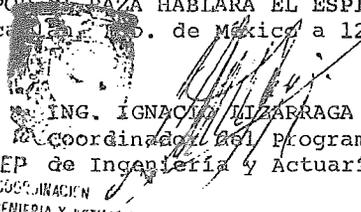
Asimismo fue designado como Asesor de Tesis el señor -- Ing. Gabriel Moreno Pecero, profesor de esta Escuela.

Ruego a ustedes tomar nota que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberán prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado. Esta comunicación deberá imprimirse en el interior de la tesis.

A t e n t a m e n t e

"POR MI PAZ HABLARA EL ESPIRITU"

Sta. Cruz Acatlan, Pab. de México a 12 de julio de 1979

  
ING. IGNACIO LIZARRAGA G.,  
Coordinador del Programa  
ENEP de Ingeniería y Actuaría.  
COORDINACION  
INGENIERIA Y ACTUARIA

C I M E N T A C I O N E S   P R O F U N D A S   M E D I A N T E  
P I L A S   Y   C I L I N D R O S

## AGRADECIMIENTO:

A nuestros padres, a quienes debemos las motivaciones y apoyo que para alcanzar la meta deseada, nos fué preciso tomar en cuenta.

A nuestros Hermanos:

A quienes tuvimos que interrumpir en sus labores cotidianas para solicitar su ayuda.

En forma general a todas aquellas personas que de alguna manera directa o indirecta nos brindaron ayuda y parte de su tiempo -- desinteresadamente para poder realizar este trabajo ó alguna de las etapas previas al mismo, por las que nos fué necesario pasar.

A todas las personas que lleguen a leer este trabajo, por el tiempo dispensado en ello y por los comentarios que hagan respecto al mismo.

A T O D O S :

G R A C I A S .

I N D I C E

CAP		PAG.
I	I N T R O D U C C I O N	1
II	FACTORES QUE INFLUYEN EN LA SELECCION DE UNA CIMENTACION PROFUNDA MEDIANTE PILAS Y/O CILINDROS.	3
III	ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS NECESARIOS PARA LAS CIMENTACIONES A BASE DE PILAS Y/O CILINDROS.	12
IV	DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS PILAS Y/O - CILINDROS.	22
V	PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS	53
VI	ANALISIS DE COSTOS	96
VII	PROBLEMAS ESPECIALES	116
VIII	C O N C L U S I O N E S	137

M-0028609

## CAPITULO I

## INTRODUCCION

Prácticamente en el diseño y construcción de obras en la Ingeniería Civil, como son edificios, puentes y plantas industriales etc., se requiere que el comportamiento de dichas estructuras sea el adecuado, es decir, que resulte funcional, seguro y económico simultáneamente. Parte importante de ese tipo de obras resulta ser su apoyo que obviamente debe diseñarse y construirse con el mismo criterio.

En algunas de estas estructuras se ha encontrado la necesidad de utilizar cimientos que transmitan las cargas hacia los lugares del subsuelo que sean capaces de soportar la magnitud de dichas cargas sin generar problemas en el comportamiento de ellas, ya sea por hundimientos excesivos o por falla del terreno de apoyo. En esos casos entre los tipos de cimentaciones que actualmente se utilizan, existen las de tipo profundo y dentro de éstas las formadas por pilas y/o cilindros, cuyo fin primordial es el que se ha expuesto en párrafos anteriores, transmitir cargas de gran magnitud hacia estratos profundos resistentes atravesando estratos de suelo muy compresibles y/o poco resistentes, para asegurar una buena estabilidad de las estructuras apoyadas sobre estos elementos; así pues, dentro de la Ingeniería de Cimentaciones el diseño y construcción de pilas y cilindros ha ofrecido ventajas sobre otros tipos de cimientos, como son su gran capacidad de carga y su relativamente rápida construcción.

Las pilas y/o cilindros son elementos estructurales que en términos generales, se diseñan como cualquier otro tipo de cimentación, es decir, se requiere conocer las diferentes propiedades del terreno natural en que se pretenden colocar, además de los factores correspondientes a las estructuras a cimentar, como son las cargas a transmitir, la rigidez de las mismas, así pues en la actualidad se ha llegado a un estado en que las teorías de capacidad de carga, el conocimiento de las propiedades de los suelos y los avanzados métodos de construcción dan como resultado el desarrollo de una metodología de análisis y diseño más racional.

En este trabajo se tratará de exponer en una forma sencilla y breve los aspectos fundamentales que involucran el uso de este tipo de cimientos describiéndose los mismos en cada uno de los capítulos que continúan.

## CAPITULO II

## FACTORES QUE INFLUYEN EN LA SELECCION DE UNA CIMENTACION PROFUNDA MEDIANTE PILAS Y/O CILINDROS.

En la Ingeniería Civil comúnmente se presentan problemas que el Ingeniero debe resolver, tomando en cuenta los diferentes factores que influyen en cada uno de ellos y desde luego no olvidando - que toda obra de Ingeniería tiene como meta el resultar económica, segura y funcional; desde el punto de vista de diseño, de proyecto ó de construcción e inclusive de operación de una obra de Inge---nería, la optimización simultánea de los tres factores menciona--dos será la que gobierne las acciones que desarrolle el Ingeniero.

Entre este tipo de obras que a menudo resuelve el Ingeniero - Civil, se encuentra comúnmente el de las cimentaciones que son uno de los elementos que contribuyen a conservar la estabilidad de la obra de que se trate.

Cuando el Ingeniero se enfrenta a la situación de decir el - tipo de cimentación que debe darse a una obra, considera los factores que intervienen en esta decisión; ellos son la magnitud y la - distribución de las cargas que transmite la estructura y, por otro lado las características mecánicas de las formaciones naturales -- que constituirán el terreno de apoyo de la estructura. Tomando en cuenta la influencia de estos factores, el Ingeniero procede a escoger el tipo de cimentación adecuado, surgiendo así la necesidad de que él conozca los diferentes tipos de apoyo que usualmente se utilizan por esta razón a continuación se enuncian los tipos de cimentación más usuales. Lo anterior no invalida el hecho de que el Ingeniero, ha-

ciendo uso de su ingenio cree el tipo de cimentación, que cumpliendo con lo ya mencionado constituya una solución novedosa al problema que se le presente.

Las cimentaciones se clasifican en tres tipos (ref. N° 1):

- a). Cimentaciones Superficiales
- b). Cimentaciones Profundas
- c). Cimentaciones Especiales

Las cimentaciones superficiales más usuales son:

- Zapatas Aisladas
- Zapatas Unidas con Contratraves
- Zapatas Corridas
- Losas de Cimentación: - Losas Corridas
  - Losas Reticulares

Las cimentaciones profundas son:

- Pilotes
- Pilas
- Cilindros

Entre las cimentaciones especiales se pueden mencionar las cimentaciones compensadas, y las formadas por alguna combinación de cimentación profunda con superficial como el caso de zapatas apoyadas en pilotes.

La división entre las cimentaciones superficiales y profundas se establece desde el punto de vista práctico, en función de su profundidad de desplante con respecto a la menor dimensión del ci---

miento, esto se indica teóricamente con la relación

$$Df/B \leq 1$$

Donde  $Df$  es la profundidad a la que está desplantado el cimiento.

$B$  es el ancho del mismo.

Para el caso de que la relación antes mencionada sea menor que uno, se considera que el cimiento es superficial y si la relación resultara mayor que uno, se considerará como cimiento profundo. (ref. N<sup>o</sup> 1).

En este trabajo se hablará única y exclusivamente de las cimentaciones de tipo profundo y dentro de este tipo de soportes se hará hincapié en los elementos de cimentación mediante pilas y cilindros.

Al hablar de las pilas se referirá a los elementos de soporte de las estructuras en cuanto a cimentación y no a los elementos que forman parte del soporte exterior en algunas estructuras (columnas), como es el caso de los puentes.

Es obvio suponer que los elementos de soporte anteriormente descritos, deberán seleccionarse como se ha mencionado en párrafos anteriores y tomando en cuenta las consideraciones pertinentes en cuanto a los factores que puedan influir para el trabajo eficiente de estos elementos. Por tal motivo a continuación se expondrán los factores que puedan influir para el trabajo eficiente de estos elementos.

Existen principalmente dos factores para la elección de los elementos de soporte antes mencionados y éstos son los siguientes:

- a). El tipo de formación natural.
- b). El tipo de estructura.

En cuanto al tipo de formación natural se deberán tomar en cuenta todas las características de ésta, en cuanto a sus propiedades mecánicas e hidráulicas, ya que de acuerdo a estas características el Ingeniero podrá determinar el tipo de cimiento que deberá utilizar y el sistema constructivo más adecuado, por lo tanto el Ingeniero realizará una serie de estudios de mecánica de suelos y de mecánica de rocas que le ayuden a conocer estas características y así poder elegir el óptimo de estos elementos.

En cuanto al tipo de estructura, se deberán hacer estudios en relación a la magnitud y distribución de las cargas que transmitirá ésta a la cimentación, para poder conjuntamente con el tipo de terreno de apoyo realizar la cimentación que le vaya más de acuerdo y así permitir que otros factores tales como el económico se puedan compensar por medio de una variación en el tipo de estructura o el tipo de cimentación.

Una vez que se han mencionado los factores que influyen en la elección de una cimentación profunda mediante pilas y/o cilindros se podrá pasar a hacer una descripción más detallada de estos factores, para complementar la idea y apreciar más fácilmente las cimentaciones de este tipo.

Los elementos de soporte antes mencionados, son comúnmente - utilizados en zonas donde la capacidad portante es muy baja y se requiere que el suelo soporte cargas muy grandes debido al tipo de estructura que se solicita. Estas cimentaciones son usadas principalmente para sustentar grandes edificios, puentes o algunas veces plantas industriales y todas estas construcciones precisan transmitir -- las cargas hacia lugares del subsuelo más resistentes en los cuales - no se tengan hundimientos excesivos que puedan perjudicar parcial o totalmente la estabilidad de dichas estructuras. En base a esto, el conocimiento de las características del subsuelo permitirán darse -- una idea un tanto más consciente del comportamiento a que estarán sometidos los elementos de soporte.

Por lo que respecta al tipo de suelo, las propiedades más -- importantes son las mecánicas, ya que el Ingeniero basado en la información obtenida en las exploraciones del subsuelo, incluyendo las condiciones hidráulicas del sitio, seleccionará el tipo de cimenta-- ción satisfaciendo el comportamiento de éste.

Las propiedades mecánicas de los materiales son:

1. Resistencia al esfuerzo cortante
2. Características esfuerzo-deformación
3. Permeabilidad

Estas propiedades se determinan en el laboratorio por una - serie de pruebas realizadas sobre muestras inalteradas que son re-- presentativas de las condiciones del suelo.

Por lo que toca a la resistencia al esfuerzo cortante de --

los suelos, puede decirse que constituye uno de los puntos fundamentales de la mecánica de suelos ya que, una valoración correcta de este concepto constituye un paso previo para intentar cualquier aplicación al análisis de la estabilidad de la obra.

La resistencia de un suelo se expresa en función de esfuerzos. El primer intento serio de valuación de ella fué hecha por -- Coulomb, quien consideró que la resistencia era en función en términos generales, de algo que él llamó cohesión "C" y de la presión -- "σ" normal al plano en que se considera la valuación de la resistencia y de la fricción existente en ese plano, expresada en función de un coeficiente de fricción Tan φ, en donde a "φ" le llamó -- ángulo de fricción interna del material, así que Coulomb escribe. -- (Ref. N<sup>o</sup> 1).

$$S = C + \sigma \text{Tang } \phi$$

Donde:

S = resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

Esta ley se aplicó durante muchos años en el proyecto y diseño de obras de tierra, sin embargo a medida que las obras se hacían más importantes resultaba más frecuente su ausencia. Posteriormente Terzaghi modificó la forma de entender la resistencia del suelo, en el sentido de hacer notar de que, por intervenir normalmente el agua como componente de los suelos, sus propiedades mecánicas entre ellas la resistencia, debía ser una función del tiempo, -- siendo ésta aseveración más próxima a la realidad en el caso de los suelos saturados y básicamente en los finos. En términos generales

puede expresarse la idea de Terzaghi indicando que la resistencia de un suelo depende de como se le maneje, es decir, un mismo suelo puede exhibir diferentes resistencias o comportamientos dependiendo de la forma en que se manipule precisamente por la influencia que tiene en esos comportamientos el factor tiempo.

Como un caso especial se pueden anotar la prueba de compresión simple y las de compresión triaxial (rápida consolidada, rápida y lenta), así como las pruebas de extensión triaxial para determinar estos parámetros de la resistencia y que serán descritas en el siguiente capítulo.

Las propiedades mecánicas esfuerzo-deformación son características muy importantes, en las cuales se podrá basar el Ingeniero para determinar el comportamiento que tendrá el suelo en relación a la sobrecarga que se le aplique. Estas características permiten conocer los asentamientos totales y diferenciales, asignando una segura relación de carga al terreno; la cantidad de deformación causada en el terreno por los esfuerzos inducidos por la carga, dependerá de que tan compresible sea éste y de que tan rápido se produzcan las deformaciones.

Para la determinación práctica de los parámetros adecuados de las características esfuerzo-deformación, existen una serie de pruebas de laboratorio o de campo en las que se tratan de reproducir los esfuerzos lo más similarmente posibles a los que los estará sometido un terreno de apoyo en la realidad, teniéndose una gran variedad de formas de aplicar los esfuerzos para producir deformaciones.

Entre las pruebas más comunes para obtener estas características tenemos: (ref. N<sup>o</sup> 3).

- a). Prueba de Consolidación
- b). Pruebas Triaxiales
- c). Prueba de Corte Directo

Estas pruebas se describirán con más detenimiento en el capítulo siguiente.

En general para las cimentaciones será necesario que se determinen correctamente la permeabilidad del subsuelo y las condiciones de drenaje en el sitio, ya que son datos de fundamental importancia para la formación del criterio del proyectista en algunos problemas de mecánica de suelos y en muchos casos para la elaboración de los cálculos.

En todos los suelos el cálculo de la permeabilidad, se basa en la Ley obtenida por Darcy, (ref. N<sup>o</sup> 2) quien investigó las características del flujo del agua a través de filtros formados por materiales térreos, quedando el gasto expresado como:

$$Q = KAi \text{ (Cm}^3\text{/Seg.)}$$

Donde A es el área total de la sección transversal del filtro; "i" es el gradiente hidráulico del flujo determinado con la expresión  $i = \frac{h_1 - h_2}{L}$ , en el cual  $h_1 - h_2$  representa la pérdida de energía sufrida por el flujo en el desplazamiento L, y K es el coeficiente de permeabilidad.

## C A P I T U L O II

## R E F E R E N C I A S

- 1.- GABRIEL MORENO PECERO . (APUNTES DE CIMENTACIONES) .
  
- 2.- JUAREZ BADILLO Y RICO FLORES (MECANICA DE SUELOS.  
TOMO I ED. LIMUSA.
  
- 3.- T. WILLIAMS LAMBE, ROBERT V. WHITMAN (MECANICA DE SUELOS)  
ED. LIMUSA. MEXICO 1970.

## CAPITULO III

## ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS NECESARIOS EN EL CASO DE UNA CIMENTACION PROFUNDA MEDIANTE PILAS Y/O CILINDROS.

## III.1 PRUEBAS ELEMENTALES

De todo lo anteriormente expuesto, se deduce de una forma simple la necesidad de poseer tanto en el proyecto como durante la realización de la obra, con datos confiables y tan abundantes como lo permita ésta, referentes al suelo con que se trate; mismos que llevarán al Ingeniero a adquirir un conocimiento preciso de las propiedades del suelo, las cuales sean consideradas para llevar a cabo su estudio.

Los datos definidos de dicho estudio deberán ser obtenidos en el Laboratorio de Mecánica de Suelos, en donde al realizar una serie de ensayos, se concentre en una forma adecuada el tipo de problema en vías de resolución y así poder tomarse la decisión necesaria, en cuanto a las características de resistencia y deformación del suelo con que se deba tratar.

Dentro de las pruebas ordinarias en las cuales es basado el comportamiento de las formaciones naturales, tenemos las siguientes:

## a) LIMITES DE CONSISTENCIA.

Los Límites de Consistencia (Ref. N<sup>o</sup> 1), se basan en el concepto de que un suelo de grano fino, solamente puede encontrarse en 5 estados denominados de consistencia, en los cuales la única variación entre los mismos es el contenido natural de agua, clasificándo

se de acuerdo a la cantidad decreciente de humedad en los estados: - Líquido, Semilíquido, Plástico, Semisólido y Sólido. Teniendo marca dos entre el estado semilíquido y plástico, el limite líquido, entre el plástico y semisólido, el límite plástico, y entre el semisólido y sólido, el limite de contracción volumétrica, pudiéndose definir - de estos parámetros el índice de plasticidad.

b) ANALISIS GRANULOMETRICO.

Principalmente para los suelos gruesos es el primer paso para obtener una identificación preliminar ya que, con los resultados se llega a conocer de una forma aproximada el comportamiento del terreno de apoyo, así como otras propiedades, auxiliándose de otras -- pruebas y naturalmente de la experiencia.

Dentro de las pruebas de permitan conocer las propiedades mecánicas de los suelos (compresibilidad, resistencia al esfuerzo cortante y permeabilidad), se encuentran las de:

c) CONSOLIDACION.

En esta prueba principalmente el tipo de deformación es volumétrica aunque algo distorsionada ya que, se impide el desplazamiento o deformación horizontal por medio de un anillo de bronce, de manera que la deformación es axial.

d) COMPRESION TRIAXIAL.

Es una de las más comunes y versátiles de las pruebas que se realizan para conocer las relaciones esfuerzo-deformación de los materiales de apoyo y es a su vez la prueba más útil de laboratorio para obtener su resistencia. En esta prueba el espécimen es confinado

mediante esfuerzos verticales y horizontales, haciendo el esfuerzo - vertical variable y manteniendo constante el esfuerzo horizontal.

Entre las de Compresión Triaxial, se encuentran las siguientes:

d.1) Prueba Lenta.- Los esfuerzos actuantes sobre el espécimen de suelo, son efectivos en cada una de sus etapas. Esto se logra permitiendo que la presión hidrostática actúe libremente sobre la muestra y de esta manera produzca la completa consolidación del suelo bajo los distintos estados de esfuerzo a que se le somete. En la primera etapa la muestra es sometida en todas las direcciones a una presión de agua y en la segunda etapa se le lleva a la falla con incrementos de la presión axial, permitiendo la completa consolidación bajo cada incremento. (Ref. N° 1).

d.2) Prueba Rápida Consolidada.- En esta prueba la distinción entre la primera etapa de consolidación y la segunda de falla, se establece aún más marcadamente que en la lenta. Al principio el espécimen se deja consolidar totalmente bajo la presión en la cámara hasta que llega a ser esfuerzo efectivo, después se lleva al suelo a falla, con aplicación de un incremento de esfuerzo axial de modo que no se permita ninguna consolidación adicional en el espécimen; esto ocasiona que conforme se aplica el incremento de esfuerzo se vaya desarrollando presión en el agua, con lo que durante toda la segunda etapa de la prueba los esfuerzos efectivos ya no serán iguales a los esfuerzos totales.

d.3) Extensión Triaxial.- Esta prueba es similar a la de --

compresión triaxial, consistiendo ahora en mantener fijo el esfuerzo vertical y disminuir el esfuerzo horizontal.

d.4) Prueba de Corte Directo.- En esta prueba, un espécimen de altura pequeña en comparación a su área transversal, se coloca dentro de una caja con dos secciones, la inferior fija y la superior susceptible de ser movida horizontalmente. Se le aplica al espécimen carga vertical sobre la cara superior del dispositivo, para producir un esfuerzo normal vertical conocido. La falla se produce aplicando una fuerza rasante al marco superior móvil, de manera que define la unión entre las partes fija y móvil del dispositivo.

e) PERMEABILIDAD.

Esta permite conocer la función que existe entre la relación de vacíos y la permeabilidad misma, entendiéndose por ésta última como la dificultad que tiene una partícula de agua para atravesar la masa del suelo, dependiendo de su gradiente hidráulico ó carga hidráulica. Existen métodos de laboratorio y de campo para conocer este parámetro:

e.1.) Directos:

Permeámetro de carga constante

Permeámetro de carga variable

Prueba directa de los suelos en el lugar

e.2.) Indirectos:

Estimación a partir de la curva granulométrica

Estimación a partir de la prueba de consolidación

Estimación con la prueba horizontal de capilaridad

Para llegar a obtener información con un buen resultado en el laboratorio, es preciso cubrir en forma adecuada una etapa previa que es la obtención de las muestras de suelo apropiadas, para la realización de las correspondientes pruebas, resultando así, sumamente ligadas las dos importantes actividades: el muestreo de los suelos y la realización de las pruebas de laboratorio necesarias.

Deberá procurarse recabar la información necesaria por medio de procedimientos sencillos y económicos, de los cuales se pueda formar una idea clara del problema que se ha de presentar en cada caso particular. El conocimiento anticipado de estos problemas permite a su vez programar en forma cabal, las pruebas necesarias para la obtención del cuadro completo de datos de proyecto, investigando todas aquellas propiedades físicas del suelo de las que se pueda sospechar que lleguen a suscitar en la obra una condición crítica. La realización de este nuevo tipo de pruebas definitivas suele presentar cambios.

En la actualidad se pueden diferenciar dos métodos. (ref. N<sup>o</sup> 2).

- Directos
- Indirectos

Los primeros son aquellos procedimientos en los cuales el reconocimiento del suelo se lleva a cabo mediante las muestras representativas obtenidas en el sondeo.

Los segundos son métodos que se siguen en los sondeos en que no se obtiene muestra alguna y cuyos resultados se logran en forma -

indirecta.

Los métodos directos son:

a). Pozo a cielo abierto con extracción de muestra alterada o inalterada; se obtienen de excavaciones, galerías, trincheras, túneles, etc.

b). Posteadoras, barreno helicoidal, socavadoras, etc.

c). Veleta.

d). Método de lavado: Sondeos en los que se obtienen muestras llamadas húmedas (washboring).

e). Muestreo inalterado en tubos de pared delgada (tipo --shelby) y otros tipos de muestreadores especiales. El muestreo puede hacerse prácticamente continuo o alternado.

f). Percusión, perforación en boleo y grava.

g). Sondeos mediante el empleo de equipo rotatorio: perforación en roca.

Los métodos indirectos son:

a). Penetración Estandar

b). Penetración cónica estática

c). Penetración cónica dinámica

d). Geofísicos: Se subdividen en Sísmicos, Magnéticos, Gravimétricos y el de reactividad eléctrica.

Conociendo los parámetros y pruebas correspondientes que intervienen en la solución del problema de análisis de estabilidad de

las pilas y/o cilindros, se procederá a su aplicación.

### III.2 ANALISIS DE ESTABILIDAD.

En la construcción de cimentaciones mediante pilas y cilindros los problemas a los que se enfrenta el Ingeniero son los de estabilidad y asentamientos. La solución de dichos problemas exige la determinación de los parámetros con anterioridad descritos, que rigen las propiedades mecánicas de los suelos.

El análisis de estabilidad de las cimentaciones se basa considerando tres tipos de falla. (Ref. N° 3).

- a). Falla por corte general.
- b). Falla por corte local.
- c). Falla por punzonamiento.

Cualquiera que sea el caso, se puede concluir que la falla - ocurre por ruptura del material de apoyo, debido a la aparición de - esfuerzos cortantes por la acción de la sobrecarga impuesta a la cimentación.

En forma breve se describen en que consisten cada una de las fallas.

- La falla por corte general.- Se caracteriza por la aparición de una superficie de deslizamiento continua, desde un borde de la cimentación hasta la superficie del terreno. En términos generales la falla es súbita y catastrófica, en la cual la cimentación se

inclina. Existiendo la tendencia del suelo adyacente a la cimentación a abultarse, aunque la falla final del suelo se produce de un sólo lado.

- La falla por corte local.- Es aquella en que la superficie de falla solo se define en la inmediata vecindad del cimiento. En general, existe una marcada tendencia de expansión en el material de apoyo a los lados de la cimentación y un hundimiento de la misma, tal que, si se llega a valores del orden de la mitad del diámetro del cimiento puede lograrse que la superficie de falla se desarrolle hasta la superficie del terreno, es decir que se pasa de una falla de corte local a una de corte general; en este caso se requiere provocar un hundimiento considerable. En este tipo de falla del cimiento se empotra en el terreno movilizando la resistencia de los estratos mas profundos.

- La falla por punzonamiento.- Es aquella que produce un movimiento vertical de la cimentación, debido a la compresión del terreno inmediatamente debajo del cimiento. Este tipo de falla no es fácilmente observable, el terreno fuera del área de carga casi ni se entera de la presencia del cimiento, con excepción de pequeños y bruscos movimientos verticales de la cimentación, no se observa en esta inclinación.

Una cuestión que surge de inmediato es el determinar los factores de los que depende el que se presente en la práctica un cierto tipo de falla. Si se analizan todos ellos se llega a la conclusión de que el más importante en el sentido de que su influencia es fundamental, es la compresibilidad relativa del suelo donde se -

efectúa el apoyo. En términos generales, si por ejemplo se tiene - un suelo imcompresible la falla será de tipo general, si por el contrario el suelo es compresible (con respecto a su resistencia) - la falla que se presentará será por punzonamiento. Un hecho que en primera instancia no se siente muy lógico pero que las experiencias al respecto así lo han determinado es donde la clase de suelo no es un factor que influya en el tipo de falla que se presenta. Las experiencias que existen indican que si se tiene un cimiento sobre -- arena compacta, lo común es que se produzca una falla de tipo general, mientras que el mismo cimiento apoyado en arena suelta provoca rá una falla por punzonamiento, sin embargo, si el cimiento se colo ca sobre la arena compacta pero a cierta profundidad la falla ocurrirá por punzonamiento o también, si bajo la arena compacta existe un estrato de suelo deformable.

También se ha observado que una cimentación en una arcilla saturada y compresible, puede fallar por corte general si el procedimiento constructivo que se siga es tal, que no se genere cambio - de volúmen en el suelo en tanto que, en el mismo suelo la falla puede ser por punzonamiento si se permite cambio de volúmen del suelo de cimentación, por ejemplo si la carga se aplica con relativa lentitud.

Resulta entonces evidente que la resistencia que se debe -- considerar en cada caso particular es una cuestión importante, ya - que la capacidad de carga del material de cimentación, dependerá -- del tipo de falla que se presente.

## C A P I T U L O    I I I

## R E F E R E N C I A S

- 1.- JUAREZ BADILLO TOMO I -ED. LIMUSA, S. A. MEXICO
  
- 2.- S.O.P. - "EXPLORACION Y MUESTREO DEL SUELO EN OBRAS DE INGENIERIA CIVIL" - MEXICO, 1972
  
- 3.- MORENO PECERO G. - APUNTES NO EDITADOS DE CIMENTACIONES- MEXICO, 1976.

## CAPITULO IV

### DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS PILAS Y/O CILINDROS

Como se mencionó en el capítulo II, la finalidad principal - del uso de cimentaciones mediante pilas y cilindros es la de transmi- tir grandes cargas a estratos resistentes, por lo que es de fundamen- tal importancia que el diseño estructural de estos elementos se rea- lice tomando en cuenta las características del terreno de apoyo y la magnitud de las cargas que transmitirá la estructura. Por consi- giente el diseño estructural se podrá llevar a cabo en forma gene- ral siguiendo un mismo procedimiento para todos los casos en este ti- po de cimentaciones y haciendo los ajustes que se consideren perti- nentes para la ejecución de cada obra en particular.

En general todo elemento de cimentación está diseñado para - resistir dos tipos de cargas: Las cargas muertas y las cargas vivas. Las cargas muertas se definen como aquellas a que está sometido el - cimiento y que son las máximas fuerzas que actuarán vertical y hori- zontalmente en el cimiento después de que éste haya sido construído.

Las cargas vivas son aquellas que transmitirá la estructura hacia la cimentación, atribuidas a fuerzas externas a la estructura, provocando momentos en ambos sentidos debido a la existencia de ex- centricidad y ocasionando fuerzas verticales y horizontales.

El otro tipo de cargas, son las originadas en forma tempo- ral debido al sismo y al viento.

Para desarrollar el diseño de los elementos de cimentación se pueden considerar los siguientes pasos, que requieren el conocimiento de la magnitud y distribución de las cargas actuantes y de las características mecánicas del suelo de cimentación determinadas por el estudio de Mecánica de Suelos realizado:

1). Cálculo de la magnitud de las cargas en la cabeza del elemento de apoyo.

2). Delineamiento de los perfiles del suelo, mostrando su estratigrafía y sus características mecánicas, localizando la posición del nivel freático.

3). Selección del estrato de apoyo y análisis de su capacidad de carga.

4). Cálculo de las áreas de carga.

5). Cálculo de los asentamientos.

6). Diseño estructural de los elementos.

#### IV.1. PILAS

##### IV.1.1. CAPACIDAD DE CARGA

En las cimentaciones con pilas la capacidad de carga se determina en forma similar a la de los pilotes trabajando por punta, donde la máxima carga que puede soportar una pila está definida por su capacidad de carga última y tomando en consideración la fricción lateral, en caso de que esta se presente; generalmente esta fuerza

de fricción es despreciada por ser relativamente pequeña a lo largo del fuste y la pila se diseña como un elemento a compresión axial - sujeto a carga en su parte superior y una reacción igual en su base; el confinamiento que le dá el suelo determina que su forma de trabajo sea como columna corta.

Al ser desplantadas las pilas en estratos resistentes, en ocasiones se presenta una fuerza de arrastre hacia abajo sobre el fuste de ellas, comúnmente llamada fricción negativa y producida por el enjuntamiento de los estratos más compresibles situados por arriba del nivel de soporte; siendo este el caso de gran parte de las cimentaciones en el Valle de México. Cuando este fenómeno se presenta, se disminuye la capacidad de carga disponible en la cabeza de la pila y se reduce la presión efectiva al nivel de desplante; con lo que a su vez se decrementa la capacidad de carga del terreno.

El cálculo de la capacidad de carga para pilas desplantadas en suelos de comportamiento cohesivo, según Skempton, estará dada por la fórmula (ref. N<sup>o</sup> 1).

$$q_c = C N_c + \gamma D_f \quad \dots\dots (4.1)$$

Donde c = Cohesión del material, que en general se toma como 0.5 de la resistencia a la compresión simple.

$N_c$  = Es el factor de capacidad de carga que depende de la relación profundidad-diámetro de la pila; siendo la profundidad, aquella que penetra el cemento en el estrato resistente. De acuerdo

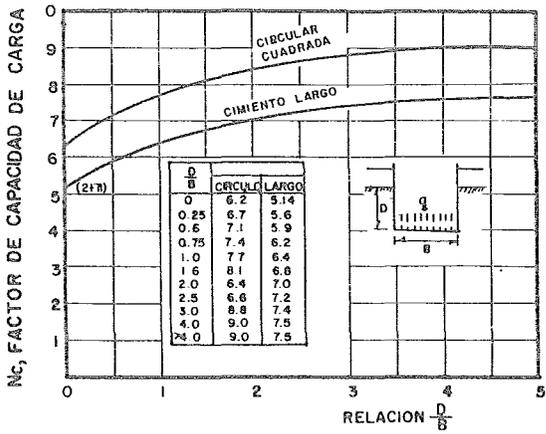
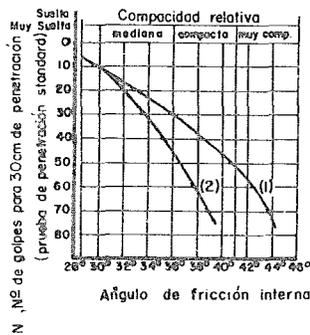


FIG. Nº 4.1 Valores de  $N_c$ , para suelos puramente cohesivos. (SKEMPTON)



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

FIG. Nº 4.2 Correlación entre el número de golpes y el ángulo de fricción interna.

do con Skempton el valor de  $N_c$ , se puede obtener en la figura N<sup>o</sup> 4.1.

El término  $\gamma D_f$ , representa la presión del suelo a la profundidad de desplante de la pila, y se obtiene tomando en cuenta el peso volumétrico del suelo circundante ( $\gamma$ ) y la profundidad ( $D_f$ ) que penetra la pila en el terreno. Para el caso de suelos heterogéneos estratificados se deberán tomar en cuenta los diferentes espesores de los estratos con sus respectivos pesos volumétricos.

Debido a que con frecuencia la relación profundidad-diámetro es mayor que 1, entonces el valor para  $N_c$  variará de 7.7 a 9.0 como se puede comprobar en la figura N<sup>o</sup> 4.1.

En la referencia N<sup>o</sup> 1, se considera que la capacidad de carga admisible en un suelo de comportamiento cohesivo se expresa como:

$$q_{ad} = 1.4 q_{ult}. \quad (F.S. \doteq 2.0) \quad \dots\dots\dots(4.2)$$

Donde  $q_{ult}$  es la resistencia del suelo a la compresión simple y  $q_{ad}$  es la capacidad de carga admisible para el diseño.

Para el caso de cimientos en suelo granulares, el análisis de capacidad de carga se puede efectuar basándose en la teoría de Meyerhof, quien propone la expresión: (ref. N<sup>o</sup> 2).

$$q_c = \gamma_1 D_f N_q + 1/2 \gamma_2 B N_q \quad \dots\dots\dots(4.3)$$

Donde:

$q_c$  = capacidad de carga a la falla.

$D_f$  = profundidad de desplante.

$\gamma_1$  = peso específico del terreno por arriba de la profundidad de desplante.

$\gamma_2$  = peso específico del terreno bajo la base del cimiento.

$N_q$  y  $N_{\gamma}$  = factores de capacidad de carga para arenas.

$B$  = Ancho del cimiento.

Los valores que adquieren los factores de capacidad de carga, se muestran en la fig. N<sup>o</sup> 4.3.

Estos factores dependen del valor del ángulo de fricción interna del material  $\phi$ , pero en vista de la dificultad que implica el determinar este valor mediante pruebas de laboratorio se ha recurrido a establecer correlaciones de tipo empírico como se muestra en la figura N<sup>o</sup> 4.2, en la cual el valor del ángulo de fricción interna se obtiene en base al número de golpes obtenidos en la prueba de penetración estándar, la compacidad relativa en que se encuentra el suelo, la finura de las partículas y su forma.

En el caso de tratar con un suelo de comportamiento cohesivo-friccionante, la valuación de la capacidad de carga se obtendrá por medio de la teoría de Meyerhof y mediante una combinación de los suelos con comportamientos antes señalados, teniéndose que la expresión para estos casos quedará representada como:

$$q_c = C N_c + \frac{1}{2} D f N_q \dots\dots\dots (4.4)$$

En donde el significado de cada término de la expresión, es similar a casos anteriores. Los factores de capacidad de carga  $N_c$  y  $N_q$  son obtenidos en la figura N<sup>o</sup> 4.3, por interpolación entre las curvas cuando la relación  $D/B \geq 4$  y  $D \leq B$ .

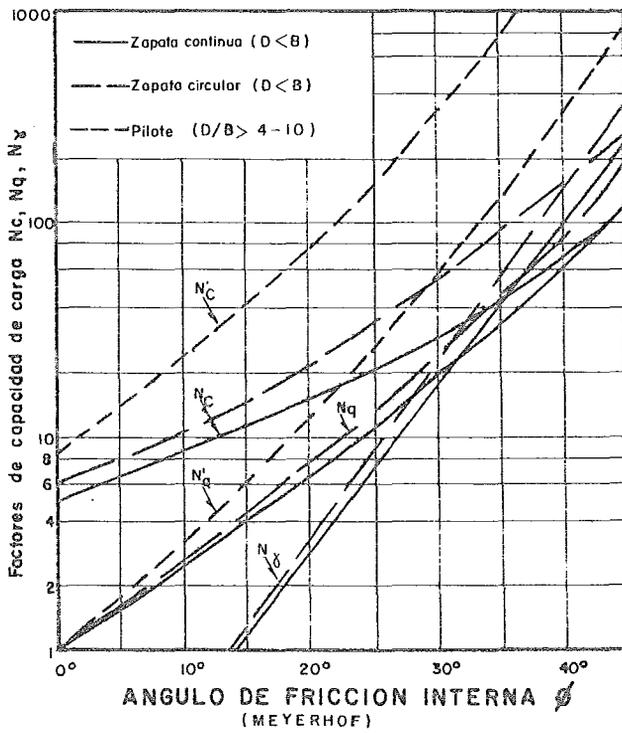


FIG. N° 4.3 Factores de capacidad de carga para zapatas y pilotes.

#### IV.1.2 ASENTAMIENTOS

El cálculo de los asentamientos se realiza como una prevención de los daños que puedan sufrir las estructuras que se construyen, debido a la deformación que presentan los suelos cuando se les impone una sobrecarga. Estas deformaciones se calculan en base a las propiedades mecánicas que tenga el suelo de que se trate, y con lo cual el Ingeniero puede determinar la magnitud y la rapidez de dichas deformaciones.

Los procedimientos teóricos empleados para calcular los asentamientos, también toman en cuenta la estratigrafía característica del suelo, efectuándose el análisis sobre los estratos que sean más susceptibles a comprimirse bajo el efecto de las cargas impuestas por la cimentación.

Básicamente la compresibilidad del material está relacionada con los asentamientos totales que pueda sufrir la estructura y la parte correspondiente a los asentamientos diferenciales se relacionan íntimamente con la rigidez de la estructura.

Uno de los procedimientos teóricos utilizado para resolver casos de esta naturaleza es el método de interacción estructura-suelo. Este procedimiento efectúa el análisis del conjunto de las dos partes, para lograr la compatibilidad entre las deformaciones del suelo y los desplazamientos de los miembros de la cimentación, considerando además las propiedades mecánicas de ambos. (Ref. N<sup>o</sup> 9).

Dada la complejidad del problema se han aplicado métodos de

análisis estático de estructuras, que se resuelven en forma matricial y con la ayuda de computadoras electrónicas.

Para el caso de cimentaciones con pilas o cilindros el procedimiento de cálculo para los hundimientos no requiere ser tan complejo, ya que las deformaciones que inducirán al estrato de apoyo y los desplazamientos que presentarán los elementos son pequeños y rápidos que la mayoría de las veces éstos se producirán durante el tiempo que dure la construcción de la superestructura.

El hecho de que estos asentamientos sean pequeños y se produzcan durante la construcción no impide, que se lleve a cabo un estudio de los mismos.

Una vez que el Ingeniero Calculista ha determinado la capacidad de carga del terreno de apoyo y determinado las áreas de carga para cada elemento de cimentación, se podrá realizar un análisis de los asentamientos que se presentarán.

El análisis de los asentamientos presentados por deformación volumétrica en estratos arcillosos, inducidos por las sobrecargas actuantes se podrá determinar a partir de los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio en la prueba de consolidación.

Para calcular el asentamiento total en un estrato se aplicará la fórmula (Ref. N° 3).

$$AH = m_v \Delta \bar{\sigma} \quad H \quad \dots\dots\dots (4.5)$$

Donde:

AH = asentamiento total.

$m_v$  = coeficiente de variación volumétrica.

$\Delta\bar{\sigma}$  = incremento en la presión efectiva.

H = espesor sujeto a deformación del estrato en estudio.

Donde:

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_0} \quad \dots\dots\dots(4.6)$$

y  $a_v$  es el coeficiente de compresibilidad del material

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta\bar{\sigma}} \quad \dots\dots\dots(4.7)$$

Los términos  $a_v$  y  $m_v$  dependen del incremento de presión ---- efectiva.

En caso de tener suelos compuestos por diferentes estratos, el asentamiento total será igual a la suma de los asentamientos calculados para cada estrato.

Otra forma de valuar los hundimientos en el caso de suelos saturados normalmente consolidados, es mediante el empleo de la fórmula (Ref. N° 3).

$$\Delta H = \frac{C_c}{1 + e_0} H \log \frac{(\bar{\sigma}_0 + \Delta\bar{\sigma})}{\bar{\sigma}_0} \quad \dots\dots\dots(4.8)$$

Donde:

$C_c$  = índice de compresibilidad.

$e_o$  = relación de vacíos inicial del estrato.

$\bar{\sigma}_o$  = esfuerzo efectivo inicial.

$\Delta\bar{\sigma}$  = incremento de esfuerzo efectivo.

El tiempo necesario para que se presente el asentamiento podrá evaluarse haciendo uso de la fórmula (Ref. N<sup>o</sup> 4).

$$S_t = \frac{\Delta H (U\%)}{100} \dots\dots\dots (4.9)$$

$$S_t = m_v \times \Delta\bar{\sigma} \times \Delta H \frac{(U\%)}{100} \dots\dots\dots (4.10)$$

Donde (U%) es el porcentaje de consolidación que sufre un estrato en un tiempo dado. Este porcentaje de consolidación dependerá de un factor llamado tiempo (T) (Ref. N<sup>o</sup> 4).

$$T = \frac{k (1+e_o) t}{a_v \gamma_w H^2} = C_v \frac{t}{H^2} \dots\dots\dots (4.11)$$

Donde:

$k$  = coeficiente de permeabilidad del suelo.

$t$  = tiempo en el cual se desea saber el asentamiento.

$\gamma_w$  = peso específico del agua.

$C_v$  = coeficiente de consolidación.

$e_o, H, a_v$  = tienen el mismo significado que en la fórmula anterior.

$$C_v = \frac{k (1+e)}{a_v \gamma_w} = \frac{k}{m_v \gamma_w} \dots\dots\dots (4.12)$$

Para obtener el porcentaje de consolidación (U%) se partirá

del cálculo del factor tiempo (T), obteniéndose en la tabla 4.1 ---  
(Ref. N<sup>o</sup> 4).

U%	T	U%	T
0	0	50.0	.197
7.1	.004	50.4	.200
10.0	.008	55.0	.238
12.4	.012	56.2	.250
15.0	.015	60.0	.287
16.0	.020	61.3	.300
18.9	.028	65.0	.342
20.0	.031	65.1	.350
21.4	.036	69.8	.400
24.7	.048	70.0	.405
25.0	.049	75.0	.477
27.6	.060	75.4	.500
30.0	.071	80.0	.565
30.3	.072	81.6	.600
35.0	.096	85.0	.684
35.7	.100	88.7	.800
39.9	.125	90.0	.848
40.0	.126	93.1	1.000
45.0	.159	95.0	1.127
46.1	.167	99.4	2.000
		100.0	∞

T A B L A 4.1

Entonces el tiempo en que ocurrirá un asentamiento - -  
será:

$$t = \frac{a_v \gamma_w}{k (1+e_0)} H^2 \qquad T = \frac{T}{C_v} \frac{H^2}{C_v}$$

Especialmente y por tradición, los métodos anteriores -  
se usan para el cálculo de asentamientos en suelos finos saturados.

Para valorar los asentamientos en una masa de suelo ---  
grueso (Ref. N<sup>o</sup> 3), se puede partir de los datos determinados en --  
las pruebas triaxiales para deformabilidad en función del esfuerzo  
de confinamiento del material, obteniéndose los valores

$$M_{ep} = \frac{\Delta E_{ep}}{\Delta \sigma} = C_o \sigma_{ci}^{-n} \dots\dots\dots (4.14)$$

$$\mathcal{H} = \frac{\Delta E_{pv}}{\Delta E_{ep}} \dots\dots\dots (4.15)$$

$$\sigma_{ci} = \frac{1}{3} (1+2k_o) \bar{\sigma} z \dots\dots\dots (4.16)$$

Donde:

$k_o$  es el coeficiente de presión horizontal del material en reposo, y siendo

$$k_o = \frac{\mathcal{M}}{1+\mathcal{M}} \dots\dots\dots (4.17)$$

dado en función del módulo de Poisson ( $\mathcal{M}$ ) y  $\bar{\sigma} z =$  Presión vertical efectiva a la profundidad en estudio.

Entonces el asentamiento de un estrato de suelo arenoso estará dada por la relación

$$\Delta H = M_{ep} (1+\mathcal{H}) \frac{(1+\mathcal{M})(1+2\mathcal{M})}{1-\mathcal{M}} \Delta \sigma H \dots\dots\dots 4.18)$$

En la que  $\Delta H$  será el asentamiento total.

Eliminando el término  $(1+\mathcal{H})$  de la Ec (4.18) se obtiene el asentamiento inmediato.

Cuando se presentan suelos heterogéneos formados por materiales finos y gruesos, podrá analizarse el asentamiento total -- combinando los procedimientos descritos anteriormente.

#### IV.1.3 DISEÑO DE LOS FUSTES

Haciendo referencia a lo dicho al principio de este capítulo sobre el diseño de las pilas como columnas cortas, se puede expresar que dichos elementos son en realidad columnas largas, pero -- que se diseñan teóricamente como una columna corta, ya que el efecto de su relación de esbeltez se reduce por causa del confinamiento que ejerce el suelo circundante sobre el fuste de la pila, con lo que aumenta su rigidez y consecuentemente su resistencia.

Como todo elemento de concreto reforzado, un fuste debe cumplir con una serie de principios generales, que intervienen en su dimensionamiento, y que dan como resultado un elemento estructural - con una resistencia suficiente para soportar y transmitir las cargas que se le imponen. Es natural entonces, que la primera consideración que se intente sea ésta.

En esta parte del capítulo se mostrará una manera de dimensionar los elementos por medio de recomendaciones prácticas del - A.C.I. (American Concrete Institute). (Ref. N° 5).

En base a estas recomendaciones se han creado procedimientos generales para lograr el comportamiento adecuado de los elementos.

Para estimar la resistencia de los fustes de las pilas - fabricadas con concreto reforzado de una determinada resistencia, se lleva a cabo tomando únicamente el 85% de dicha resistencia y añadiendo la contribución del acero de refuerzo. Esto queda expresado

como:

$$P_o = 0.85 f'c A_g + A_s f_y \quad \dots\dots\dots(4.19)$$

Donde:

$f'c$  = Resistencia del concreto.

$A_g$  = Area concreto de la sección transversal del fuste

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero.

La expresión N° 4.19 da la carga última que puede soportar - una columna sujeta a carga axial.

El acero mínimo longitudinal recomendado para columnas suje-  
tas a compresión es del orden de 0.8 a 1% del área de la sección --  
transversal de concreto del elemento, así como utilizar como mínimo  
6 varillas en columnas circulares y con una separación máxima en el  
acero longitudinal del orden de 35 cm.

Debido a que el refuerzo longitudinal debe permanecer con -  
su separación durante el colado del elemento, debe ser sostenido --  
por estribos que forman el refuerzo transversal y que ayudan tam--  
bién a evitar el pandeo lateral de las varillas longitudinales. La  
separación del esfuerzo transversal está regido principalmente por  
requisitos de fuerza cortante o por recomendaciones de reglamento.  
Una recomendación común limita la separación a 16 veces el diámetro  
de la varilla longitudinal, 48 veces el diámetro del estribo o la -  
menor dimensión de la columna.

La Tabla N° 4.2 muestra las capacidades de fustes de dife--

TABLA 4.2 CAPACIDAD EN FUSTES DE PILAS (TON)

Ø CM	ÁREA SEC. TRANSV. CM <sup>2</sup>	REFUERZO MINIMO		CAPACIDAD DE DISEÑO (TON)				
		VERTICAL	HORIZONTAL	f'c (kg/cm <sup>2</sup> )				
				100	150	200	250	300
60	2,827	6#7	#3 G 30	325	455	575	695	815
70	3,848	6#8	#3 G 30	456	619	783	947	1,110
80	5,026	8#8	#4 G 30	596	809	1,023	1,237	1,450
90	6,362	10#8	" G 40	754	1,024	1,295	1,565	1,831
100	7,854	12#8	" G 40	931	1,001	1,599	1,932	2,263
110	9,503	12#9	" G 40	1,127	1,530	1,934	2,339	2,742
120	11,309	14#9	" G 45	1,341	1,441	2,302	2,783	3,263
130	13,273	16#9	" "	1,574	2,138	2,702	3,266	3,830
140	15,394	16#10	" "	1,825	2,479	3,134	3,738	4,443
150	17,671	18#10	" "	2,095	2,846	3,598	4,348	5,099
160	20,106	20#10	" "	2,384	3,290	4,093	4,980	5,802
170	22,698	16#12	" "	2,691	3,656	4,621	5,585	6,550
180	25,447	18#12	" "	3,018	4,099	5,180	6,262	7,344
190	28,352	20#12	" "	3,362	4,567	5,772	6,977	8,182
200	31,416	22#12	" "	3,725	4,825	6,396	7,731	9,076

Ac = Area de Concreto

As = Area de Acero = 0.008 Ac

Carga de Diseño del fuste

Po = 0.85 f'c Ac + As fy

fy = 4,200 kg/cm<sup>2</sup>

rentes diámetros diseñados con este procedimiento.

Algunas de las recomendaciones que se hacen para el buen funcionamiento de los elementos son:

- a). Que los armados sean sencillos.
- b). Que no exista congestión de acero.
- c). Que el refuerzo tenga recubrimientos adecuados para evitar la corrosión. (Ref. N<sup>o</sup> 5).

Para el caso de pilas se recomienda que el recubrimiento del refuerzo sea de 5 a 10 cm. dependiendo del diámetro de ésta.

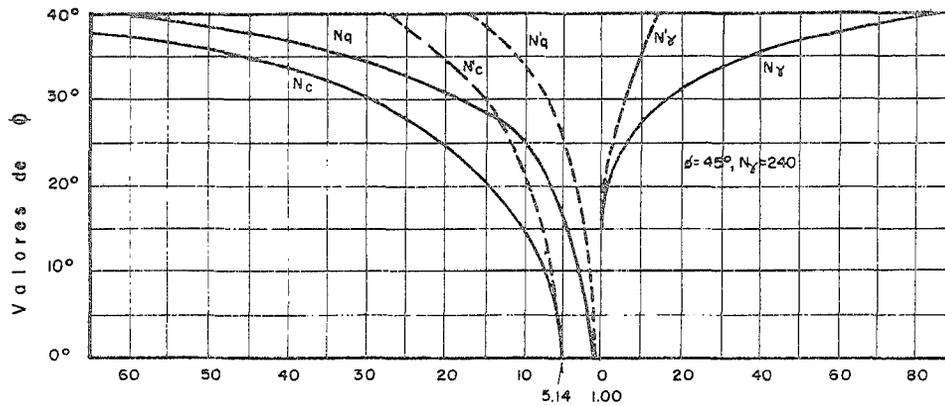
Cuando las pilas requieren llevar ampliación en su base, esta se diseñará basándose en normas establecidas por los reglamentos de construcción y entre éstas se puede mencionar la condición con la que debe cumplir la ampliación para distribuir correctamente los esfuerzos que le transmite el fuste hacia el terreno de apoyo. De acuerdo con esto las campanas deberán tener un espesor mínimo de 15 cm. en su parte inferior y una inclinación mínima de 60° con la horizontal. (Ref. N<sup>o</sup> 1 y 6).

La figura N<sup>o</sup> 4.5 muestra esquemáticamente estos requerimientos estando el diámetro de la campana en función del diámetro del fuste. En la tabla N<sup>o</sup> 4.3 se proponen las capacidades de trabajo de algunas campanas.

La capacidad de trabajo está obtenida en base a la capacidad de carga que tenga el terreno de apoyo y procurando que cumpla con -

TABLA 4.3 CAPACIDAD DE TRABAJO EN CAMPANAS (TON)

DIAMETRO CAMPANA M	AREA M2	CAPACIDAD DE CARGA TON/M2									
		10	15	20	25	30	35	40	45	50	55
0.6	0.292	2.92	4.38	5.84	7.3	8.76	10.22	11.68	13.14	14.6	16.06
0.7	0.385	3.85	5.77	7.70	9.62	11.55	13.47	15.40	17.32	19.25	21.17
0.8	0.503	5.03	7.54	10.06	12.57	15.09	17.60	20.12	22.63	25.15	27.66
0.9	0.636	6.36	9.54	12.72	15.90	19.08	22.26	25.44	28.62	31.80	34.98
1.00	0.785	7.85	11.77	15.70	19.62	23.55	27.47	31.40	35.32	39.25	43.17
1.10	0.950	9.50	14.27	19.00	23.75	28.50	33.25	38.00	42.75	47.50	52.25
1.20	1.131	11.31	16.96	22.62	28.27	33.93	39.58	45.24	50.89	56.55	62.20
1.30	1.327	13.27	19.90	26.54	33.17	39.81	46.44	53.08	59.71	66.35	72.98
1.40	1.539	15.39	23.08	30.78	38.47	46.17	53.86	61.56	69.25	76.95	84.64
1.50	1.767	17.67	26.50	35.34	44.17	53.10	61.84	70.68	79.51	88.35	97.18
1.60	2.011	20.11	30.16	40.22	50.27	60.33	70.38	80.44	90.49	100.55	110.60
1.70	2.270	22.70	34.05	34.05	56.75	68.10	79.45	90.80	102.15	113.50	124.85
1.80	2.545	25.45	38.17	50.90	63.62	76.35	89.07	101.80	114.52	127.25	139.97
1.90	2.835	28.35	42.52	56.70	70.87	85.05	99.22	113.40	127.57	141.75	155.92
2.00	3.142	31.42	47.13	62.84	78.55	94.26	109.97	125.68	141.39	157.10	172.81



Valores de  $N_c$  y  $N_q$

Valores de  $N_\gamma$

FIG. N°4.4 Gráfica que muestra la relación entre  $\phi$  y los coeficientes de capacidad de carga.  
(TERZAGHI)

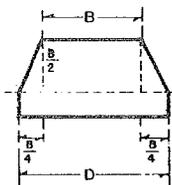
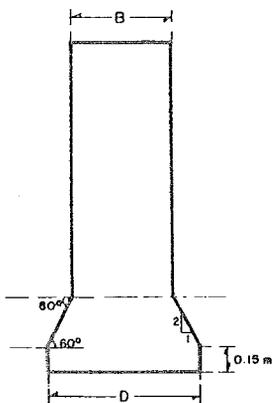


FIG. Nº 4.5 Geometría de las pilas con ampliación.

los requisitos asentados en párrafos anteriores.

#### IV.2 CILINDROS

En el caso específico de los cilindros de cimentación el diseño estructural, se lleva a cabo tomando en consideración dos aspectos fundamentales que cumplan con los requisitos técnicos para su construcción y utilización como soporte.

Estos requisitos son al igual que en las pilas, transmitir las cargas inducidas por la estructura y además tener la resistencia y peso suficiente para llevar a cabo su hincado. De esta manera, los cilindros para el caso particular de México, se han venido diseñando basándose en el peso que deben de tener para facilitar su colocación en el sitio, diseñándose estructuralmente para el caso más desfavorable. Así se ha podido llegar un elemento tipo en el que se basa la construcción de todos los cilindros abiertos.

Como se ha dicho, los cilindros han sido diseñados para vencer con su peso propio la fricción o adherencia que se presenta durante su hincado, sin tener que emplear chiflones que aumentan el costo del mismo.

De las experiencias y estudios realizados en México se ha llegado a la conclusión de que un cilindro debe tener un diámetro exterior mínimo de 4.0 m; un espesor de 0.80 m, en la pared en todos los diámetros de cilindros y realizar el colado de cada sección con una longitud no mayor de 2 m.

El diámetro está dado esencialmente por la capacidad del terreno de apoyo y las cargas que debe transmitir, por lo que su análisis, desde el punto de la mecánica de suelos, se efectúa de una manera similar que el de las pilas.

IV.2.1 CAPACIDAD DE CARGA

El esfuerzo que puede transmitir un cilindro al terreno de apoyo se puede estimar de acuerdo a la expresión N<sup>o</sup> 4.1 para el caso en que el cilindro sea desplantado sobre un suelo de comportamiento cohesivo ó por medio de la teoría de Terzaghi (cuando éste se apoye sobre suelos de comportamiento friccionantes). De esta manera el valor aproximado de la capacidad de carga estará dado por la ecuación (4.3).

$$q = 1.2 CN_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma r N_\gamma \dots\dots\dots(4.20)$$

En la cual N<sub>q</sub> es el factor de capacidad de carga relativo a la sobrecarga y que puede ser obtenido de la figura N<sup>o</sup> 4.4 (Ref. N<sup>o</sup> 7). N<sub>γ</sub> se obtiene de la misma manera en la figura, basándose en el ángulo de fricción interna (φ) del material. "r" es el radio del cilindro.

La capacidad de carga también puede ser analizada, empleando cualquier otra teoría que dé un valor correcto del esfuerzo máximo - que pueda soportar un suelo.

Durante el hincado de los cilindros es común que se presente una fuerza en lo largo del cuerpo del cilindro que se debe, ya sea a suelos cohesivos como friccionantes; dicha fuerza es la fricción lateral o adherencia y que es necesario se calcule añadiéndose en la capacidad de carga del cilindro. Por lo que, de la carga total que puede soportar un cilindro, una parte se transmitirá directamente al suelo de apoyo y la restante se transferirá a la masa circundante --

por fricción y adherencia entre la superficie lateral del cilindro - y el suelo. De esta forma pues, la carga que soporta un cilindro se rá: (Ref. N<sup>o</sup> 7).

$$Q_d = q_d A + 2 \pi r f_a D_f \dots\dots\dots (4.21)$$

Donde:

$q_d$  = es la capacidad admisible por unidad de área del suelo situado debajo de la base del cilindro.

$A$  = área de la base.

$r$  = radio del cilindro.

$f_a$  = valor medio de adherencia ó fricción entre cilindro y suelo.

En la figura N<sup>o</sup> 4.6 se puede obtener el valor de la adherencia en función de la cohesión.

De las experiencias tenidas en México, se ha visto que en el cálculo de la capacidad de carga de los cilindros se desprecia la -- fricción lateral.

Se propone el uso de las teorías de Terzaghi y Skempton, por que los cilindros son considerados como cimientos poco profundos.

#### IV.2.2 ASENTAMIENTOS

Como ya se ha mencionado en la parte correspondiente a pilas, el problema de asentamientos es de poco interés para este tipo de cimientos, puesto que son apoyados en suelos francamente resistentes y por lo tanto el hundimiento que se presente será durante la construcción.

Pero no por esto se debe prescindir de llevar a cabo un estudio de asentamientos que corrobore la magnitud y el tiempo en que se producirán.

En la referencia N<sup>o</sup> 7, se dan algunas recomendaciones interesantes sobre los asentamientos máximos permisibles para este tipo de cimientos apoyados sobre arcillas y arenas.

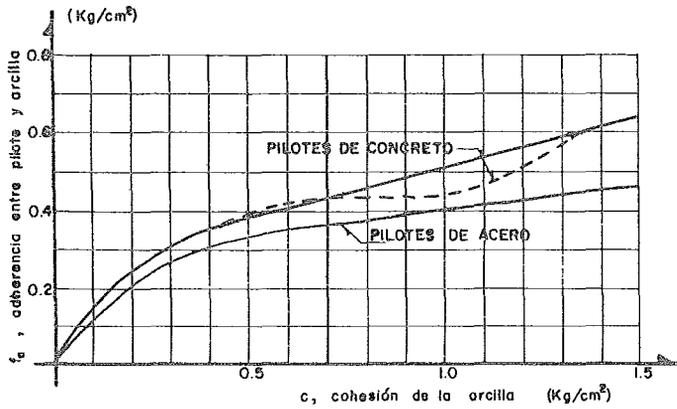


FIG. Nº 4.6 Relación entre la adherencia y la cohesión.

#### IV.2.3 DISEÑO DEL CUERPO DEL CILINDRO

En la figura N<sup>o</sup> 4.7 (Ref. N<sup>o</sup> 8) se propone el diseño de los cilindros, en que se especifican las dimensiones mínimas para estos. Así como los detalles de su armado tanto para el cuerpo del cilindro como para las cuchillas.

Cuando en la obra de que se trate requieran emplearse diámetros mayores al ilustrado se hará la selección del diámetro basándose en la capacidad de carga admisible del terreno de apoyo y la carga que transmitirá la estructura.

Para determinar el acero mínimo que se requiere para los cilindros, se tomará el mismo espaciamiento longitudinal y transversal, tanto para el cuerpo del cilindro como para la cuchilla. Esto expresado de otra forma, indica que cuando el diámetro seleccionado sea mayor al de la figura N<sup>o</sup> 4.7 el esfuerzo longitudinal y transversal será igual, del mismo número y con el mismo espaciamiento y sólo la cantidad que se utilice será mayor o menor, tomando en cuenta la longitud del cilindro.

El porcentaje de acero longitudinal se ha estimado en 20% del área de concreto, para el cuerpo del cilindro y 41% para la cuchilla.

La capacidad de trabajo en la cabeza del cilindro se puede calcular en forma similar a las pilas, utilizando las recomendaciones del A.C.I. referente a columnas cortas sujetas a compresión axial.

Todas las cantidades y detalles de la figura N° 4.7 son basados en los estudios realizados por la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas.

## C A P I T U L O I V

## R E F E R E N C I A S

- 1.- WAYNE C. TENG. FUNDATION DESING. PRENTICE HALL.  
INC. NEW JERSEY.
- 2.- JUAREZ BADILLO: RICO RODRIGUEZ.- MECANICA DE SUELOS,  
TOMO II.- ED. LIMUSA. MEXICO, D. F. 1975.
- 3.- APUNTES DE CLASES DE MECANICA DE SUELOS TEORICA.  
ENEP - ACATLAN. MEXICO, D. F.
- 4.- JUAREZ BADILLO: RICO RODRIGUEZ.- MECANICA DE SUELOS,  
TOMO I.- ED. LIMUSA. MEXICO, D. F.
- 5.- GONZALES CUEVAS OSCAR M.; ROBLES F.V. FRANCISCO;  
CASILLAS G. DE L. JUAN DIAZ DE COSSIO ROGER.-  
ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO.-  
ED. LIMUSA. MEXICO, D. F. 1975.
- 6.- NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO  
DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL.-  
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES.- MEXICO, D. F.
- 7.- KARL TERZAGHI; RALPH B. PECK.- MECANICA DE SUELOS  
EN LA INGENIERIA PRACTICA.- SEGUNDA EDICION.-  
ED. ATENEO.- MEXICO, D. F.
- 8.- S.A.H.O.P.- DETALLE ESTRUCTURAL DE UN CILINDRO TIPO  
PARA CIMENTACION EN PUENTES.- MEXICO, D. F. 1975.
- 9.- LUIS RAUL MORALES V; LUIS ANTONIO PETER B.-  
"ANALISIS INTERACTIVO DE CIMENTACIONES A BASE DE  
LOSAS RETICULARES PARA EL CASO DE UN MEDIO COMPRESIBLE".-  
TESIS PROFESIONAL, U.I.A. MEXICO, D. F.  
1979.

## CAPITULO V

## PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

Los elementos de cimentación mediante pilas y cilindros se han venido desarrollando gracias a los estudios y observaciones realizados por los ingenieros dedicados a la investigación y construcción de este tipo de cimentaciones, por lo cual la popularidad de estos cimientos ha ido en aumento en muchas regiones del mundo, por las grandes ventajas que ofrecen.

En forma general, este tipo de cimentaciones se construyen en una perforación hecha usualmente con maquinaria especial, colocando un refuerzo y llenándose con concreto posteriormente.

Para la realización de este trabajo, se hablará primeramente de los procedimientos constructivos para el caso de cimentaciones mediante pilas y posteriormente de los métodos de construcción de los cilindros.

## V.1 PILAS

Entre los métodos de construcción más usuales, para el caso de las pilas, existen 3 tipos importantes en los cuales se pueden presentar un sin número de variantes, ya que cada constructora tiene diferentes formas de llevarlas a cabo, sin embargo se ha llegado a la conclusión de uniformizar una secuencia para estos métodos de construcción, siendo las siguientes:

- Método Seco.
- Método del Ademe.
- Método del Lodo Desplazado.

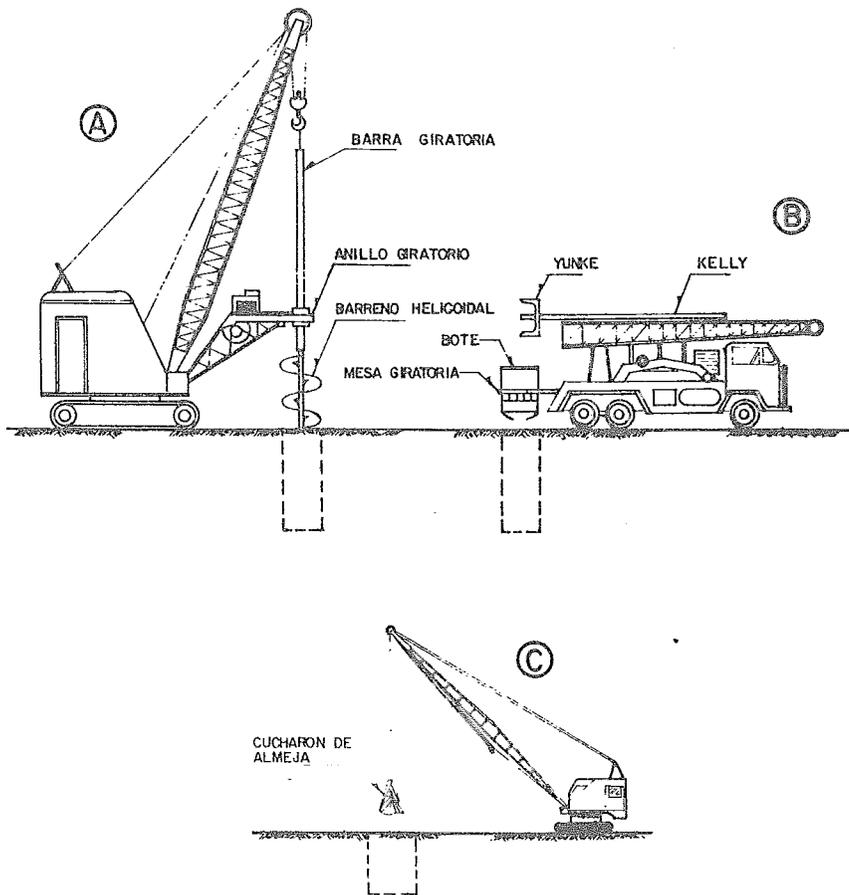


FIGURA Nº 5.0 .- EQUIPOS DE PERFORACION : A y B- PARA PILAS , C- PARA CILINDROS

La excavación de los pozos para todos los métodos constructivos de pilas, sigue una serie de pasos similares y el equipo de perforación utilizando para todos los métodos es el mismo. Estos equipos de perforación van montados sobre unidades móviles para facilitar su traslado, variando únicamente en la forma del equipo rodante.

Algunos están montados sobre unidades de neumáticos y otros sobre orugas. Los equipos para la construcción de cilindros son muy parecidos a los de las pilas, cambiando únicamente la sarta de perforación por un cucharón de almeja. Esta breve descripción se representa en la figura N° 5.0

#### V.1.1 METODO SECO

Este puede aplicarse en formaciones sobre el nivel freático, donde no existe el peligro de derrumbe o socavación al perforar el pozo hasta el fondo. También puede aplicarse este método al caso de formaciones bajo el nivel freático si la permeabilidad es tal que la filtración en el pozo sea mínima mientras permanece abierto.

El paso principal es colocar el equipo de perforación en el sitio indicado y seleccionar la broca y barreno adecuados para dar comienzo a la excavación como se observa en la fig. N° 5.1.

Se efectúa la barrenación hasta la profundidad deseada y se deposita el material excavado en un lugar conveniente para su remoción posterior. La excavación dependerá naturalmente, de las condiciones de la formación natural y la geometría del pozo, por lo que -

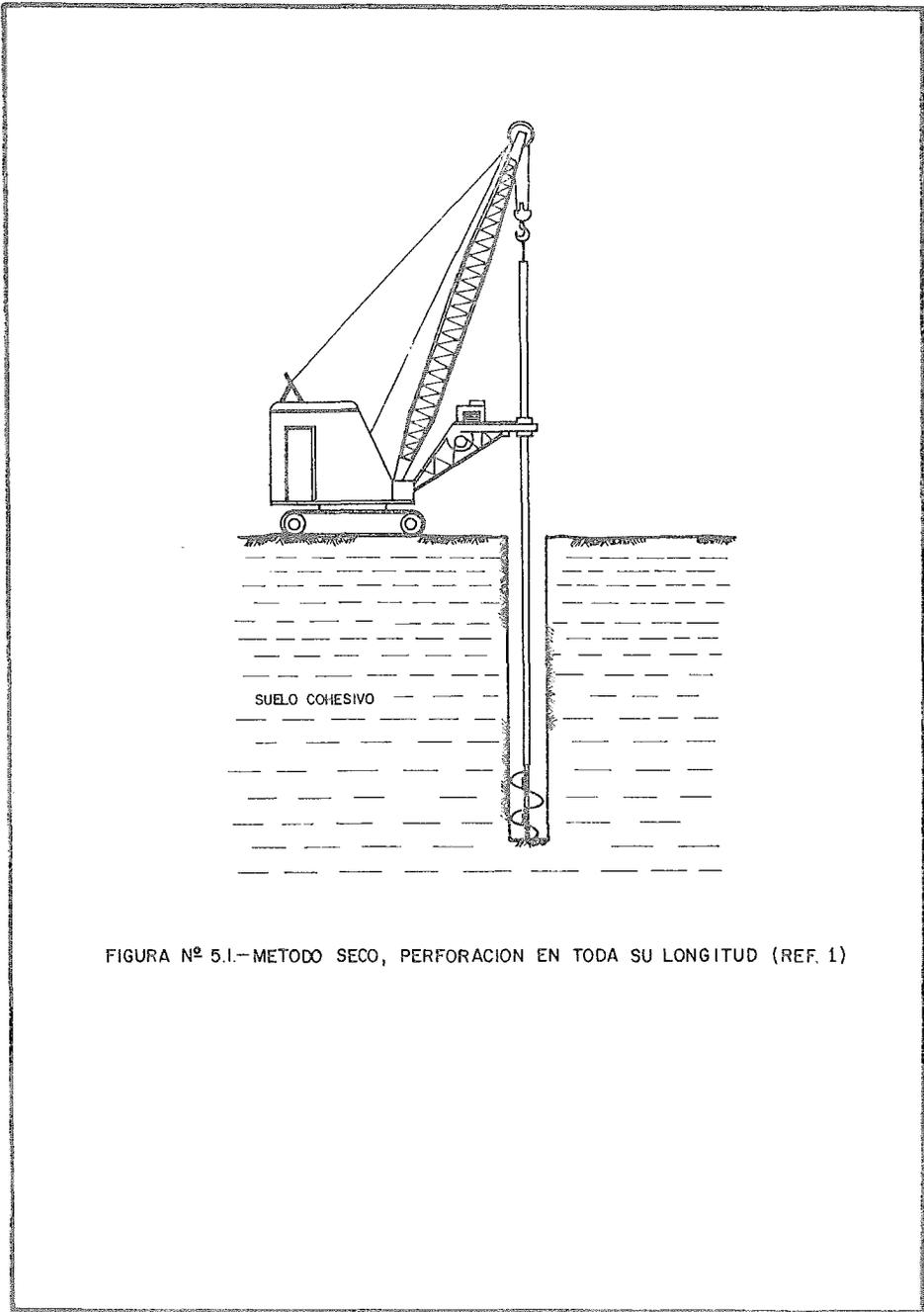


FIGURA Nº 5.I.—METODO SECO, PERFORACION EN TODA SU LONGITUD (REF. 1)

el tiempo requerido para llevar a cabo ésta será variable; para el caso de una formación natural constituida por boleos ó roca éste será mayor y se incrementará aún más, si la profundidad y el diámetro se aumentan. Por el contrario, un tiempo más corto se empleará en la perforación de una formación natural constituida por arcilla y no a una gran profundidad. En la actualidad se dispone de maquinaria con capacidad para perforar pozos con profundidades hasta cerca de 35 metros y con diámetros de 3 metros.

Una vez que se ha alcanzado la profundidad de diseño, puede utilizarse un ampliador para ensanchar el fondo del pozo; la fig. N<sup>o</sup> 5.2 muestra un caso en que el fondo no es ampliado y se coloca el acero de refuerzo en un pozo de diámetro uniforme.

El método seco, solo permite la colocación de refuerzo en la parte superior del pozo y en este caso, el concreto será colocado -- hasta la elevación de la base del refuerzo, por lo que al suspender el colado se colocará el refuerzo para después continuar el colado, - en la fig. N<sup>o</sup> 5.4 muestra el empleo de tremie para colar el concreto, pero se dan casos donde no es necesario utilizar este sistema.

En el sistema de colado por medio de tolva (tremie), el concreto es normalmente dejado caer a través de la tolva, impidiendo --- así, que éste se segregue debido a que caería a través de las paredes del pozo, por lo tanto este sistema permite que el concreto sea introducido directamente en el pozo, por medio de la tubería hasta una profundidad en la que no se presenta la segregación.

La vibración del concreto, se hace necesaria en la parte superior

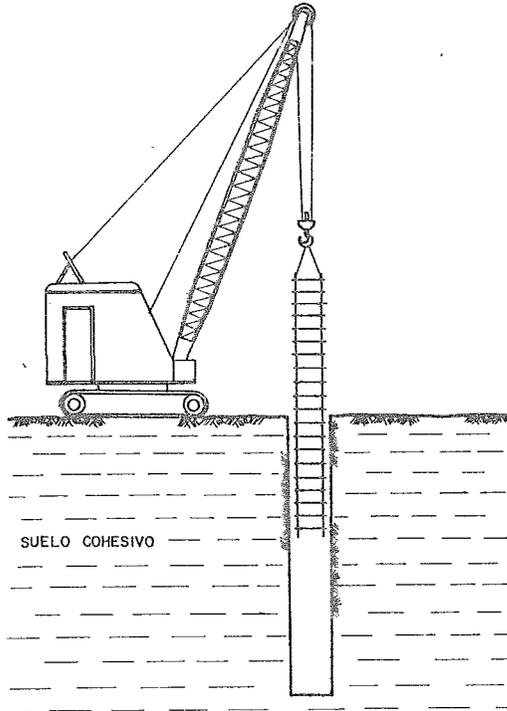


FIGURA Nº 5.2 :-METODO SECO, COLOCACION DEL REFUERZO DE ACERO (REF. 1)

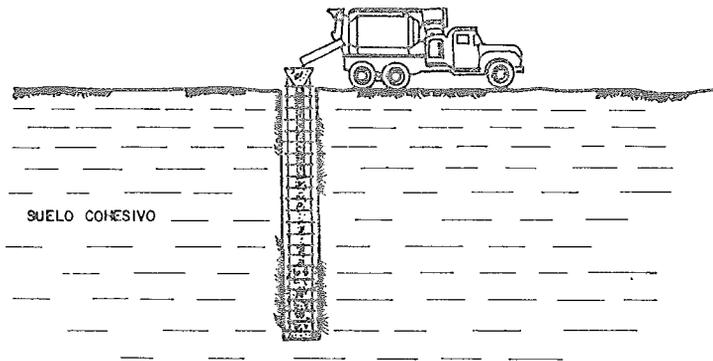


FIGURA Nº 5.3, -METODO SECO, COLADO ( REF. 1 )

rior del pozo entre 1.5 y 3 metros, ya que a estas elevaciones la caída del concreto es insuficiente para proporcionar una buena compactación. El refuerzo es introducido en forma circular, para que el concreto pueda caer libremente. Se debe evitar la presencia excesiva de agua, ya que ésta conduciría a la segregación de los agregados del concreto, ocasionando una disminución de la resistencia y un aumento de tiempo en el fraguado. Para evitar esto, es recomendable vaciar dentro del pozo una cantidad adecuada de sacos de cemento, con el fin de absorber el exceso de agua antes de que se inicie el colado de la pila.

En caso de tenerse una elevación de agua mayor de dos metros, se hará necesario el uso de una bomba para extracción de la misma.

En la fig. 5.4 se muestra la cimentación concluida, el pozo se ha llenado totalmente con concreto y la cimentación es compatible con la superestructura, en cuanto a características y posición. (Ref. N° 1).

Como se puede observar, el objetivo de este método es que la perforación debe mantenerse seca, hasta que el colado sea efectuado. Para las formaciones naturales donde el problema del agua sea grave, se pueden emplear como se mencionó con anterioridad, el bombeo de la misma, logrando con esto que un suelo inestable se convierta en estable. (Ref. N° 2).

El abatimiento y las inyecciones pueden ser empleadas con el fin de mantener en seco la excavación en lugares donde la estabi

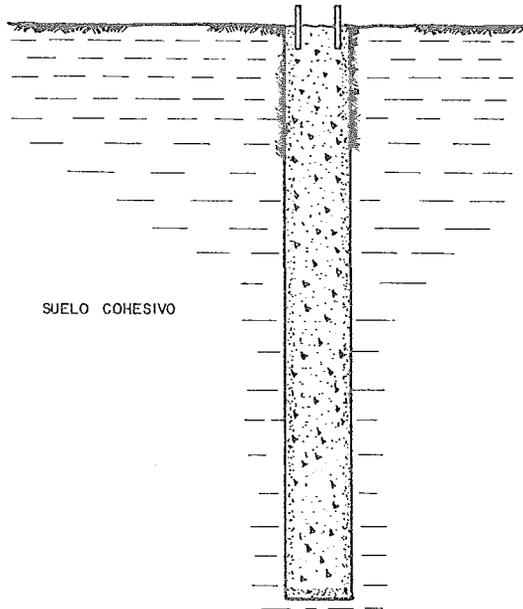


FIGURA Nº 5.4 - METODO SECO, CIMENTO TERMINADO (REF. 1)

lidad de las paredes de la misma, están asociadas con zonas muy permeables y en el peor de los casos en que esto fuera imposible de llevar a cabo ó que alguna de estas formas para mantener seca y estable la perforación causara incertidumbre, lo más recomendable sería emplear otro método constructivo que garantice la construcción rápida, segura y económica de la perforación (Ref. N<sup>o</sup> 2).

#### V.1.2 METODO DEL ADEME

En terrenos donde no se garantice la estabilidad de la perforación, debido a las causas mencionadas en el párrafo anterior ó donde los sondeos iniciales han detectado la presencia de estratos con poca cohesión ó lentes de material granular susceptibles a desplomarse, se hace necesario el empleo de ademes, que bajo diferentes circunstancias pueden ser utilizados conjuntamente con lodos de perforación.

Si existe un suelo cohesivo cerca de la superficie, de manera que no se presente riesgo de derrumbe, puede iniciarse la excavación como en el caso del método seco (fig. N<sup>o</sup> 5.5), al encontrar el suelo suelto se introduce una mezcla fluida (lodo de perforación) en el poso y se procede con la excavación como se indica en la fig. N<sup>o</sup> 5.6. El lodo se mezcla en el lugar, empleando sacos de bentonita seca y agua.

Según las condiciones de la superficie del suelo, la elevación superior de la columna del lodo puede mantenerse ligeramente arriba del suelo suelto o bien, puede llenarse hasta la superficie como se muestra en la figura; una alternativa común es emplear un -

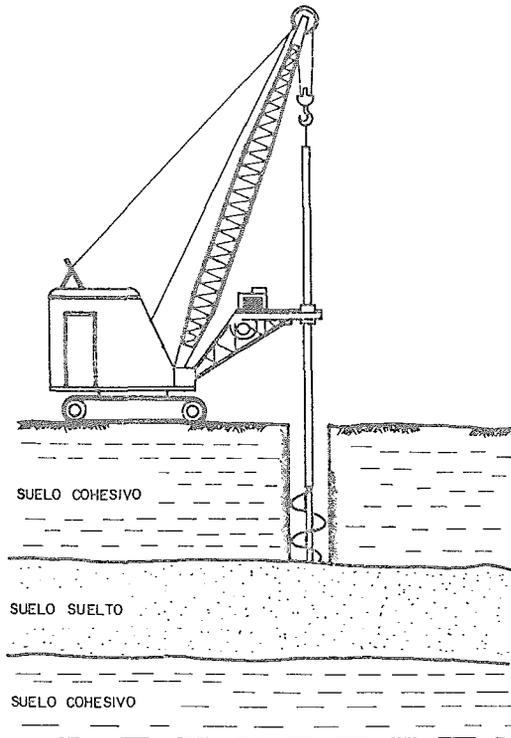


FIGURA N<sup>o</sup> 5.5 ←METODO DE ADEME, INICIO DE LA PERFORACION (REF. 3)

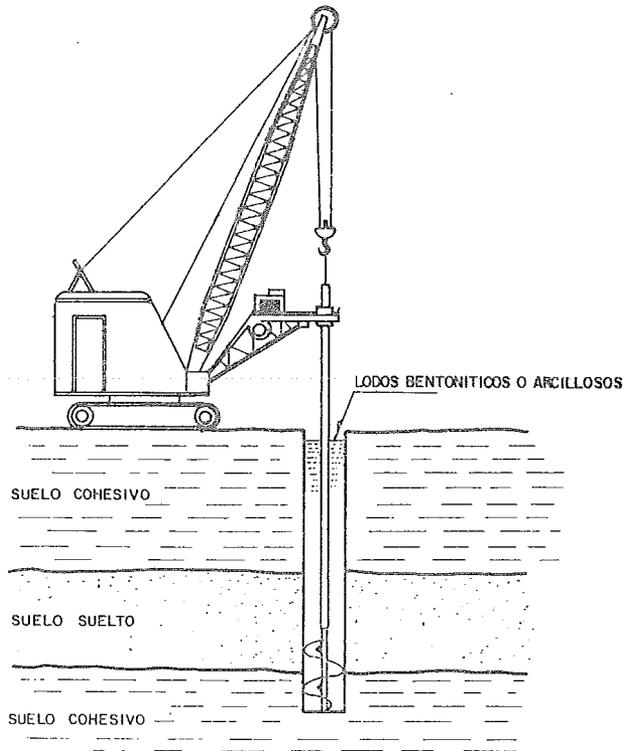


FIGURA N° 5.6 - METODO DE ADEME, PERFORACION A TRAVES DEL SUELO SUELTO EMPLEANDO LODOS (REF. 3)

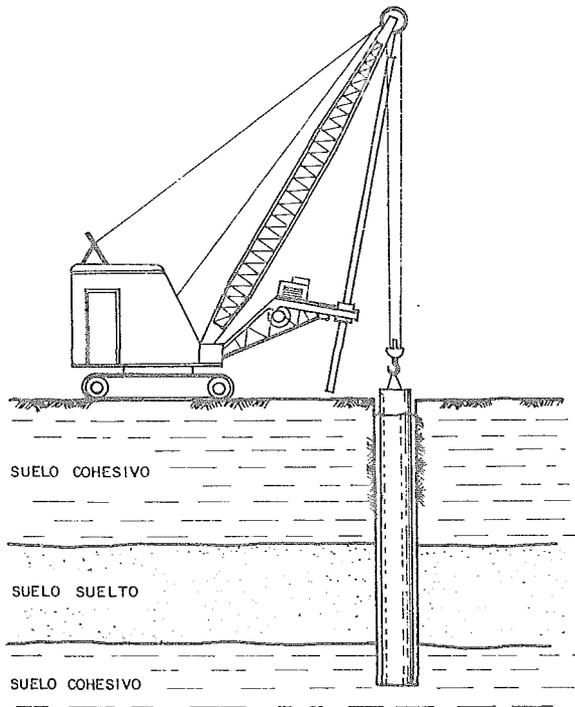


FIGURA Nº 5.7.- METODO DE AEME , COLOCACION DEL MISMO (REF. 3)

lodo natural en lugar del lodo bentonítico. Así que puede prepararse el lodo con los suelos del sitio, mezclándolos con agua. Esta técnica tiene ventajas evidentes si el barrenado puede efectuarse sin dificultad.

Se continúa el barrenado hasta pasar la capa de suelo suelto y encontrar un estrato impermeable e inmediatamente se introduce el ademe como se indica en la fig. N<sup>o</sup> 5.7 y se coloca un dispositivo en la barra prismática giratoria (Kelly) del equipo, para introducir el ademe con un movimiento rotativo en el suelo impermeable, hasta crear un sello adecuado. Se debe escoger un tramo de ademe de longitud adecuada, pues la distancia entre la superficie del terreno y la mesa rotatoria del equipo de perforación es limitada.

Como se notará en la figura: el diámetro exterior del ademe debe ser ligeramente menor que el diámetro del pozo; mientras menor sea el espacio anular, por supuesto que será menor el volumen de concreto. En cuanto al tamaño del ademe, pueden lograrse economías si se emplea tubería "O.D", pero si las especificaciones establecen que el diámetro interior del ademe sea igual al diámetro exterior del cimiento, resultará necesario usar tubería especial.

Una vez que se ha colocado el ademe se instala una cuchara de limpieza en el "Kelly" y se extrae la pasta o lodo del interior de éste, como se muestra en la fig. N<sup>o</sup> 5.8, posteriormente se introduce una barrena más delgada en el pozo que pueda pasar por el ademe y se procede a terminar la excavación a la profundidad de diseño, como se indica en la fig. N<sup>o</sup> 5.9, después puede acoplarse un ensanchador para ampliar el fondo del pozo.

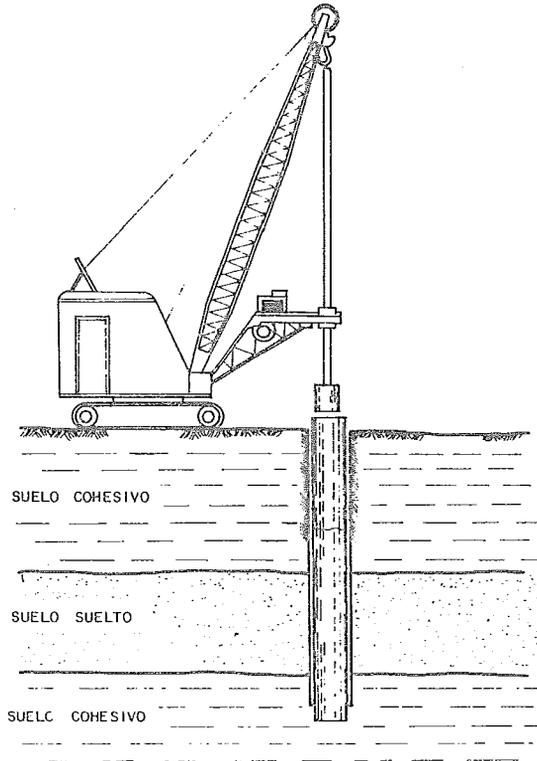


FIGURA Nº 5.8 —METODO DE ADEME, EXTRACCION DESPUES DE SELLAR EL ADEME EN SU BASE (REF. 3)

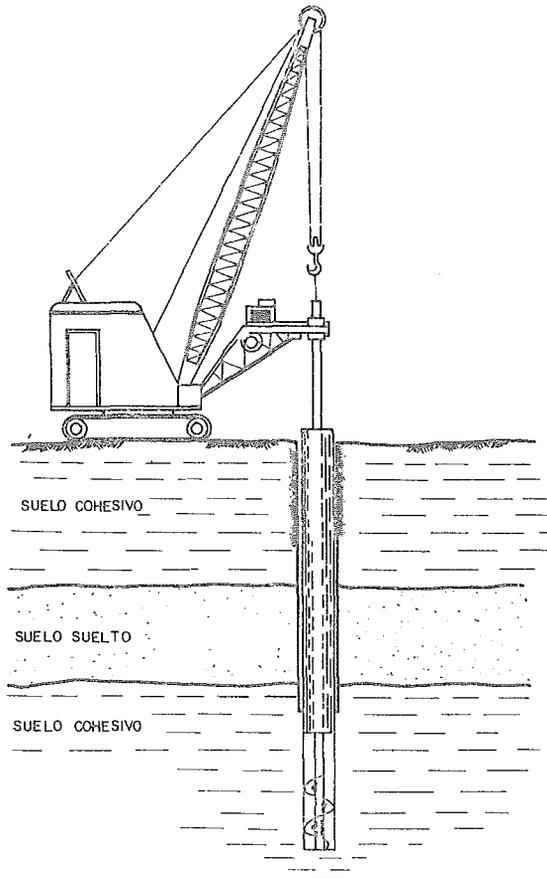


FIGURA Nº 5.9.- CONTINUACION DE LA EXCAVACION A TRAVES DEL ADEME. (REF. 3)

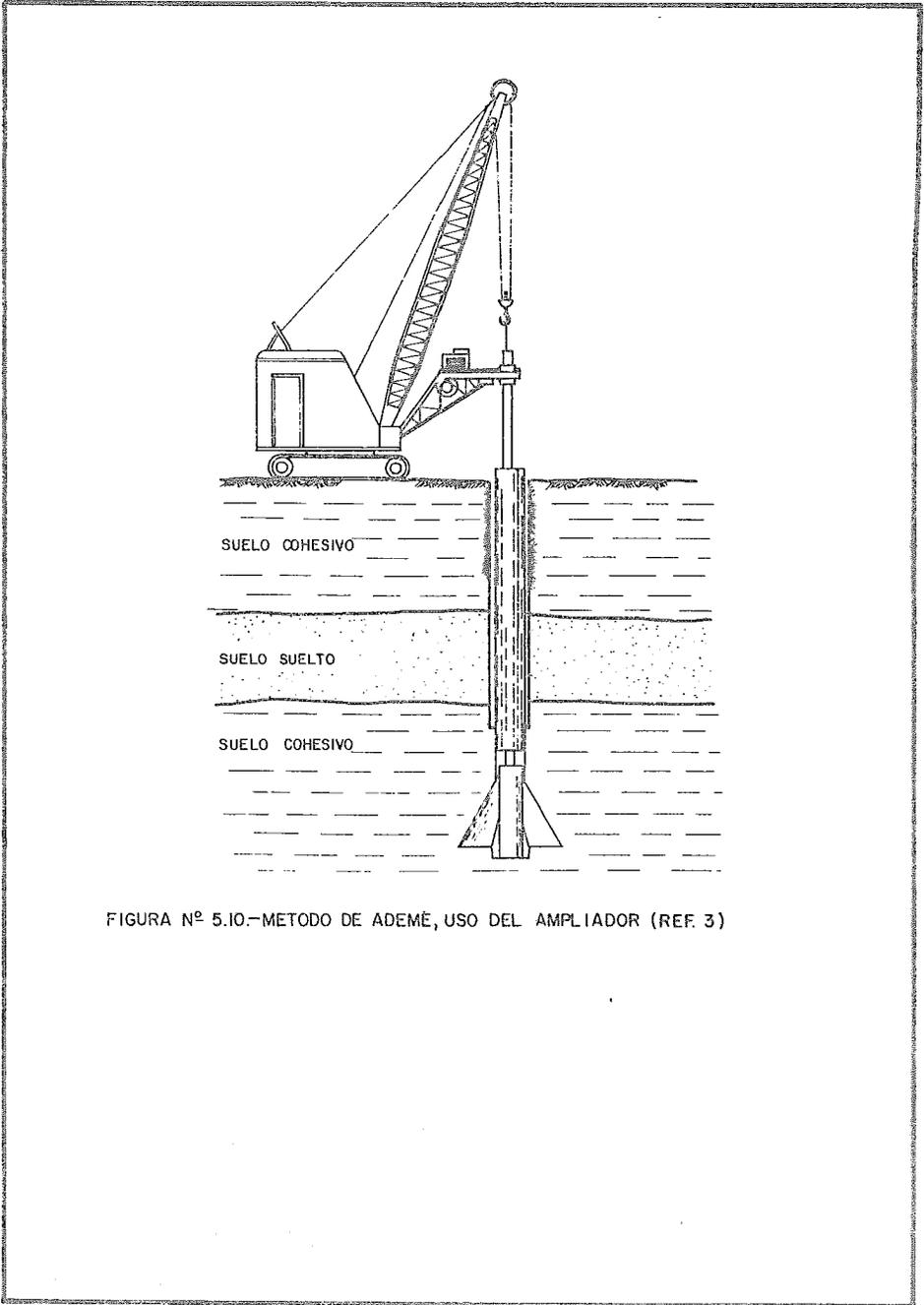


FIGURA Nº 5.10.-METODO DE ADEMÉ, USO DEL AMPLIADOR (REF. 3)

El ensanchador consiste en un cilindro con dos cuchillas, - como se ilustra en la fig. N<sup>o</sup> 5.10, pivoteadas en la parte superior que se pliegan dentro del cilindro cuando el bote se baja dentro de la perforación y una vez en el fondo las hojas son impulsadas hacia fuera a través de unas ranuras verticales en el bote, el cual - es rotado y el suelo cortado por las cuchillas salta dentro del bote. Después de algunas revoluciones, las cuchillas son retractadas y el bote alzado y vaciado, repitiendo el procedimiento hasta la -- terminación de la ampliación (campana). En comparación con el tiempo de perforación del p<sup>o</sup>zo, el tiempo requerido para formar la campana es bastante largo. Mientras se efectúa esta operación como lo muestra la fig. N<sup>o</sup> 5.10, habrá lodo entre el exterior del ademe y - el interior del tramo superior del pozo, por lo que es de gran im-- portancia lograr un sello adecuado bajo el ademe. Algunas veces re-- sulta necesario colocar dientes en el fondo del ademe con el fin - de penetrar el suelo impermeable y así asegurar el sello.

Si se proyecta introducir acero de refuerzo armado según és te método, el refuerzo deberá llevarse hasta el fondo. (Ref. N<sup>o</sup> 3).

Una vez que se ha colocado el refuerzo, el pozo deberá llenarse en su totalidad con concreto fresco que tenga buenas características de flujo (fig. N<sup>o</sup> 5.11). Debido a que el ademe es costoso con frecuencia es extraído de donde el concreto ha sido colocado, - pero no deberá extraerse hasta que el concreto haya llenado completamente el pozo, para evitar los peligros asociados con la ruptura del sello en su base.

La extracción del ademe sólo podrá ser efectuada cuando la

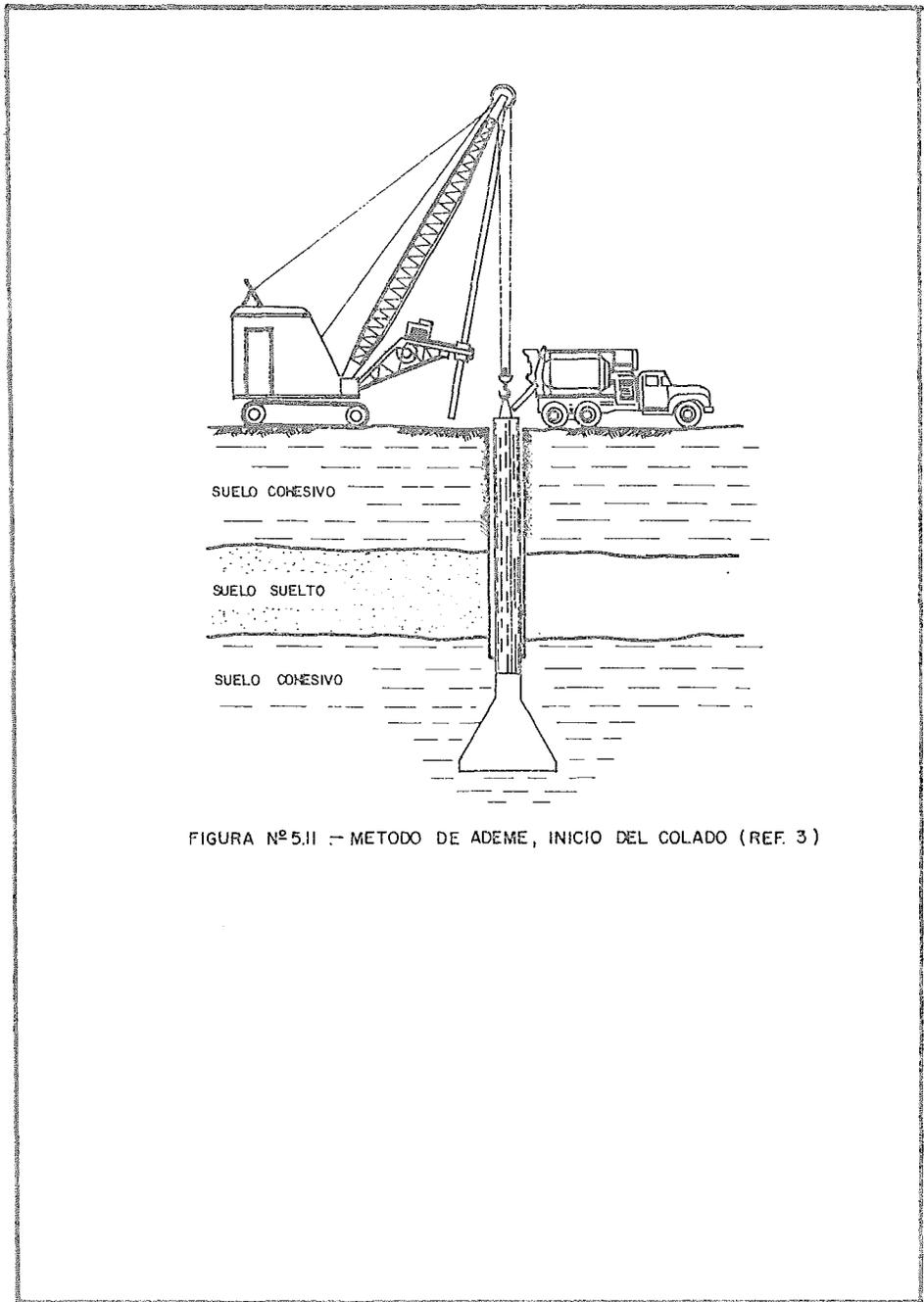


FIGURA Nº 5.11 — METODO DE ADEME, INICIO DEL COLADO (REF. 3)

presión hidrostática en la columna de concreto sea suficiente para - expulsar el lodo atrapado atrás del ademe, hasta la superficie como se ilustra en la fig. N° 5.12. La operación más crítica del método del ademe es cuando no hay presión hidrostática suficiente en el concreto líquido al fondo del ademe, debido a que el lodo de introducirá en el pozo provocando discontinuidades en el cimiento. Si al vaciar el concreto de una elevación adecuada pero en un estado de fraguado avanzado, la fricción entre el concreto y el interior del ademe puede causar un movimiento de la columna de concreto al retirarse el ademe; de manera que el lodo queda en el pozo provocando la falla del cimiento a una carga menor que la de diseño. En la fig. N° 5.13 se muestra la pila terminada, que puede constituir una cimenta-----ción muy efectiva si se toman las precauciones debidas durante su -- construcción.

Hay casos donde el perfil del suelo es tal, que solo existe un estrato de suelo suelto, por lo que es factible entonces eliminar el empleo de pasta o lodo e introducir el ademe hasta encontrar el - suelo cohesivo, forzándolo a través del estrato delgado con un movimiento rotativo hasta penetrar nuevamente en el suelo impermeable inferior. En ocasiones puede encontrarse más allá del nivel freático un sitio donde el suelo suelto sea una arena con un estrato de arcilla firme subyacente, en este caso sería aceptable hincar el ademe - mediante un equipo vibratorio u otro apropiado a través de la arena hasta penetrar en el suelo impermeable, sin embargo pueden producirse asentamientos de consideración en la superficie debido a la densificación de la arena, de manera que en la vecindad de otras estructuras es inaceptable.

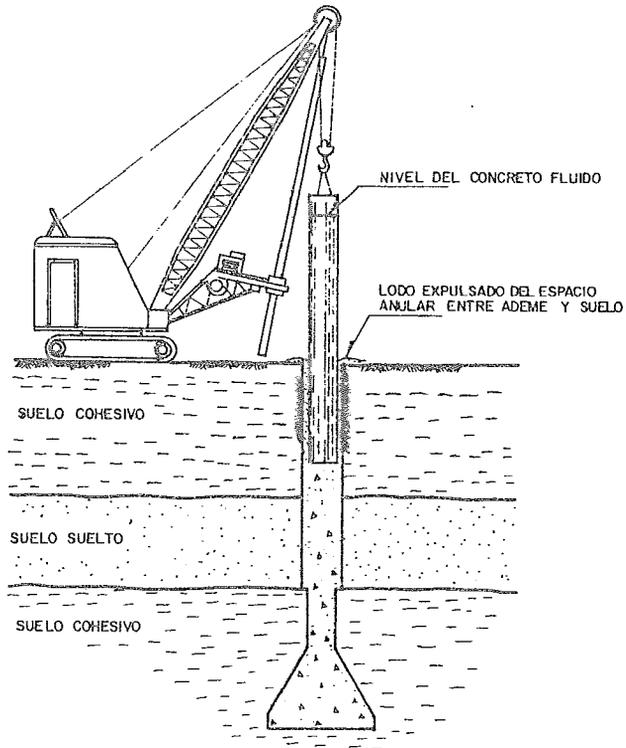


FIGURA Nº 5.12.-METODO DE ADEME, EXTRACCION DEL ADEME (REF. 3 )

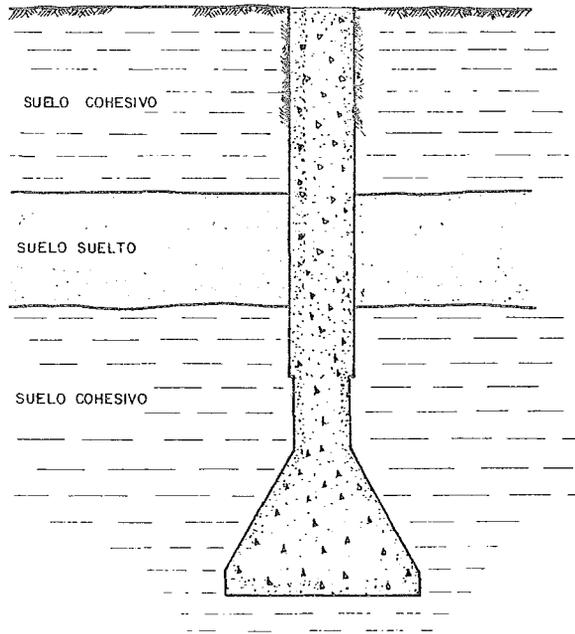


FIGURA Nº 5.13 - METODO DE ADEME, CIMIENTO TERMINADO ( REF. 3 )

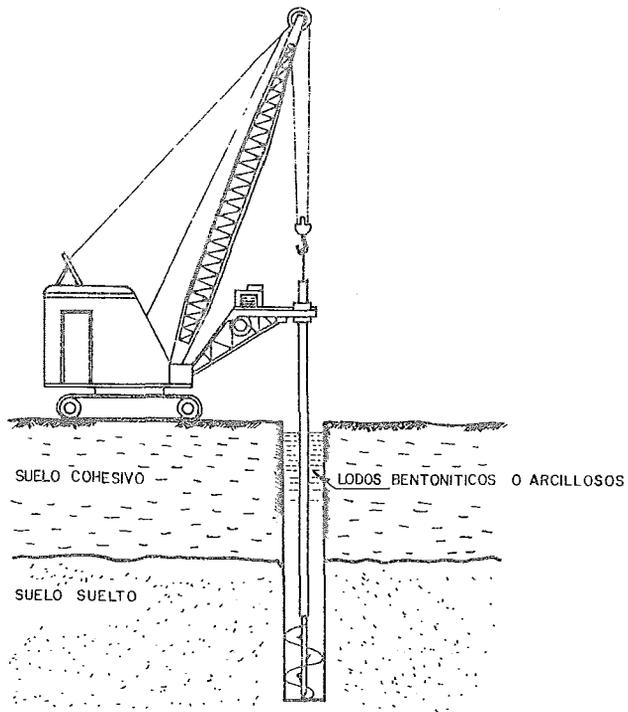


FIGURA Nº 5.14.-METODO DE LODO, PERFORACION EMPLEANDO LUDOS (REF. 1)

### V.1.3 METODO DEL LODO DESPLAZADO

El método del lodo desplazado puede aplicarse en todas las condiciones de suelos y quizás resulte lo más indicado en sitios donde no es factible sellar un ademe sin recurrir a técnicas especiales como el congelamiento de los suelos.

El procedimiento constructivo para este método se inicia de la misma manera que en el método seco, hasta encontrarse con una formación de material suelto y es entonces cuando se emplea una pasta fluida o lodo en la perforación de manera similar al método del ademe, prosiguiendo con la perforación. Al término de la excavación la perforación debe mantenerse llena de lodo, el cual debe tener una consistencia tal, que mantenga en posición las partículas granulares.

En el caso de que sea necesario perforar un estrato arcilloso este deberá retirarse a través del lodo. Debe escogerse una broca y una barrena que permitan el flujo libre del lodo con el fin de evitar la formación de un vacío debajo de la broca y el derrumbe consecutivo de las paredes de la perforación.

En la fig. N° 5.14 se ilustra la situación cuando el pozo ha llegado a la profundidad deseada, si se requiere el acero de refuerzo debe colocarse en el lodo como se indica en la fig. N° 5.15 e inmediatamente se debe hacer el colado del concreto mediante el empleo de una tolva; esta tolva deberá tener en un extremo una válvula que no se abrirá hasta que no se alcance el fondo y se procederá a llenar el pozo asegurándose que el extremo de la tolva se mantenga por

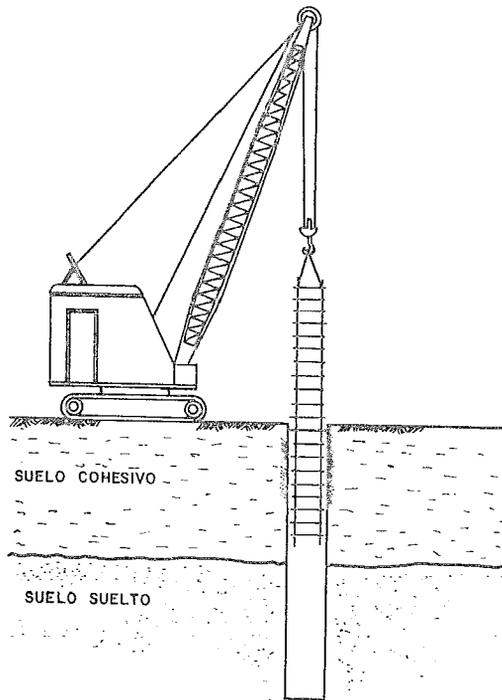


FIGURA Nº 5.15 - METODO DE LODOS, COLOCACION DEL REFUERZO DE ACERO  
(REF. 1)

debajo de la columna de concreto fresco.

La fig. N<sup>o</sup> 5.16 indica, como la columna de concreto subirá - desplazando la columna de lodo debido a su menor densidad.

En la fig. N<sup>o</sup> 5.17 se muestra la cimentación terminada.

#### V.4 CARACTERISTICAS DE LOS LODOS.

El empleo de lodos en los procedimientos constructivos para este tipo de cimientos, presentarán una serie de características que permitan el desarrollo seguro de las perforaciones, así como la estabilidad de éstas durante el colado del cemento.

Entre las características más importantes de los lodos bentónicos se encuentran:

- Contenido de arena
- Viscosidad Marsh y Viscosidad plástica
- Densidad
- Volúmen de agua filtrada
- Espesor de la costra
- P.H. (ION-HIDROGENO)

#### CONTENIDO DE ARENA

El contenido de arena de un lodo se mide pasando el lodo por la malla N<sup>o</sup> 200 y se expresa como un porcentaje (%) del volúmen de - arena con respecto al volúmen de la mezcla.

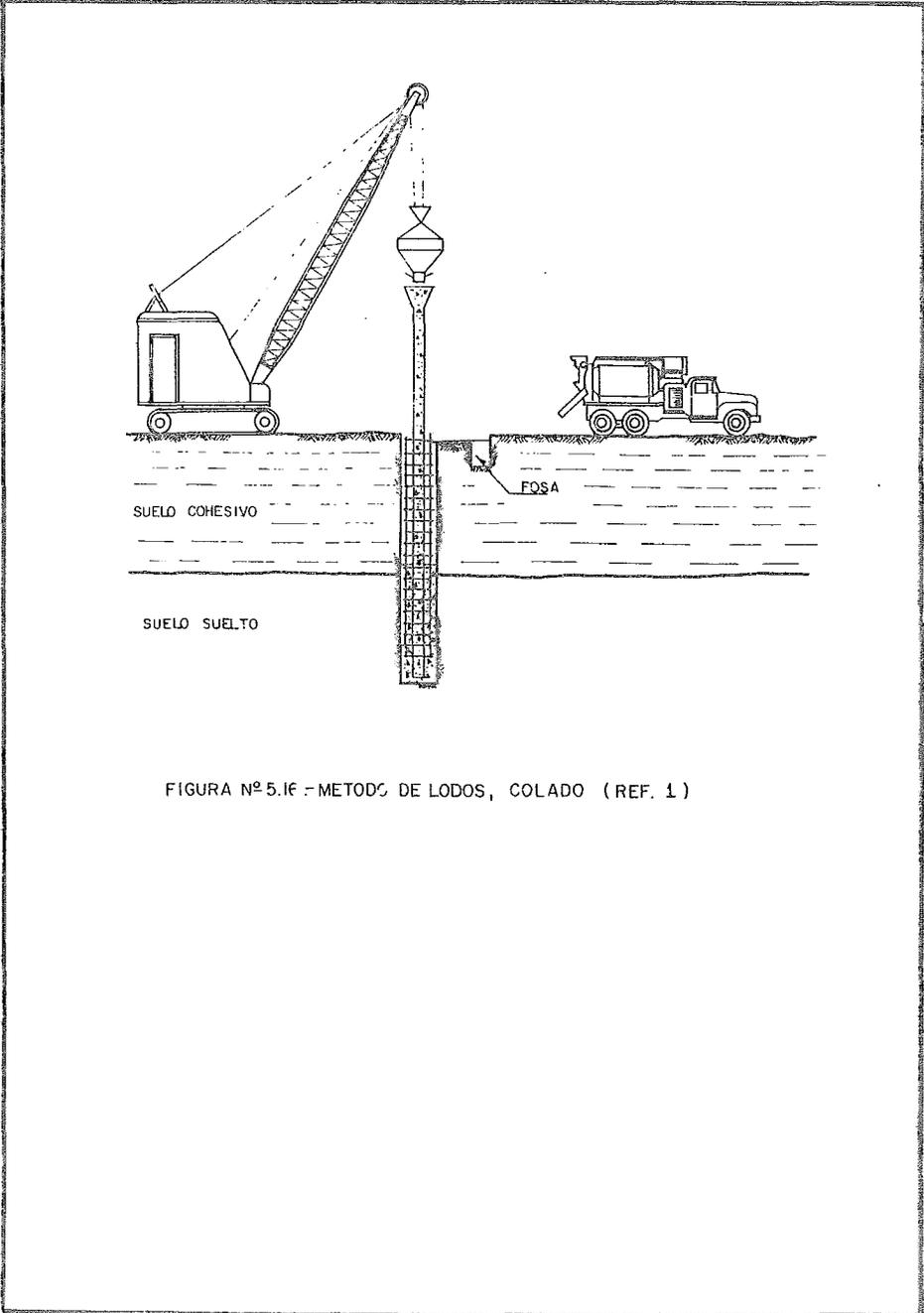


FIGURA Nº 5.16 -METODO DE LODOS, COLADO (REF. 1)

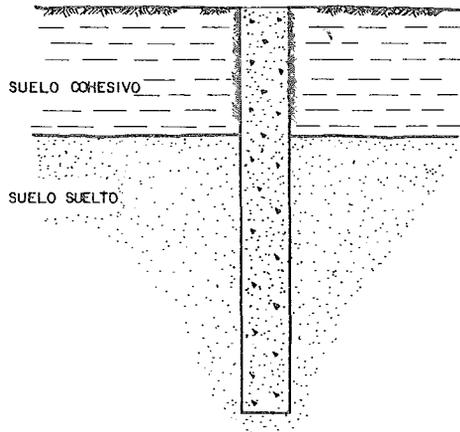


FIGURA N° 5.17 -METODO DE LODOS, CIMIENTO TERMINADO (REF. 1)

Al aumentar el contenido de arena, aumenta el volúmen de -- agua libre y por tanto, se torna inadecuado el empleo de dicho lodo.

#### VISCOSIDAD MARSH

Esta propiedad varía en relación directa con la viscosidad plástica, con el límite de fluencia y con la densidad del lodo.

#### VISCOSIDAD PLASTICA

En un lodo la viscosidad plástica debe ser pequeña, con objeto de disminuir las pérdidas de carga durante el escurrimiento y - permitir una separación adecuada de las arenas que el lodo acarrea - al salir del pozo, sin embargo en el caso de ser excesivamente baja puede permitir a las arenas sedimentarse dentro del pozo durante el paro de labores lo cual es desfavorable.

#### DENSIDAD

La densidad que se ha logrado en los lodos bentoníticos, -- suele tener como máximo 1.4 gr/cm<sup>3</sup>, debido a que por encima de este valor es muy difícil trabajar en las labores de bombeo. Esta característica es necesaria para que el fluido ejerza una contra-presión contra las paredes de la excavación, manteniendo las formaciones del suelo en su sitio.

#### LIMITE DE FLUENCIA

El límite de fluencia es el valor mínimo del esfuerzo cor--

tante para el cual ocurre un flujo. Es importante en lo referente al radio en el cual el lodo penetrará la vecindad del pozo y por lo tanto cuanto mayor sea el límite de fluencia del lodo, menor será su radio de penetración.

#### VOLUMEN DE AGUA FILTRADA Y ESPESOR DE LA COSTRA

El volúmen filtrado y el espesor de la costra son necesarios para proporcionar estabilidad a la perforación, ésta se forma al absorber el terreno, el agua libre del lodo; la costra deberá ser delgada y resistente para permitir el paso de las herramientas de perforación. Se ha determinado que el espesor de la costra debe ser del orden de 5 mm.

#### P.H. (ION-HIDROGENO)

El estado eléctrico de los lodos es muy importante, ya que las propiedades de dichos lodos varían notablemente en función de los Iones de la suspensión. En particular se ha verificado que la viscosidad del lodo varía en función de esta característica.

Las características medias de los lodos utilizados en perforaciones son las siguientes:

Contenido de Arena	3% máximo
Viscosidad Marsh	de 40 a 120 seg.
Viscosidad Plástica	de 10 a 35 centipoises
Densidad	de 1.02 a 1.05 gr/cm <sup>3</sup>

Volúmen de Agua filtrada	de 20 cm <sup>3</sup> , máximo
Espesor de la Costra	inferior a 5 mm.
P.H. (ION-Hidrógeno)	de 7 a 9.5

## V.2 CILINDROS

Los cilindros son elementos estructurales que se utilizan como cimentación, principalmente en los puentes, debido a la capacidad que tienen para soportar grandes cargas.

La denominación de estos elementos en otros países, no implica la forma de su sección, por lo que son llamados caissons, palabra que se deriva del latín, la cual significa caja o cajón, pudiendo tener cualquier forma.

En la Ingeniería Civil, esto denota una gran subestructura que es construída en seco y colocada dentro del agua y/o tierra a una profundidad determinada.

Cabe hacer notar que el término aquí referido (cilindro) se emplea en base a la sección circular que se ha utilizado en México. Los cilindros pueden ser grandes o pequeños, profundos o superficiales; seleccionándose de acuerdo a lo indicado en el capítulo II. Los materiales empleados en la construcción de estos elementos, pueden ser el acero, concreto reforzado o una combinación de ambos y de acuerdo al proceso constructivo utilizado, se clasifican en diferentes tipos:

- a) Cilindros abiertos
- b) Cilindros neumáticos

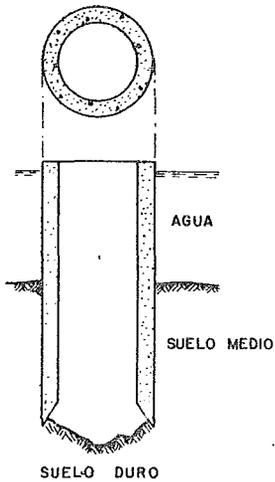
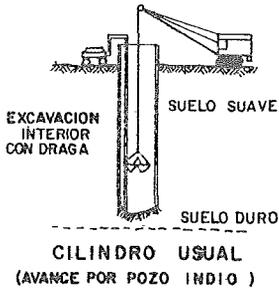
Los cilindros abiertos son aquellos que permanecen descubiertos durante el proceso constructivo a diferencia de los cilindros neumáticos que son cerrados.

En los cilindros neumáticos la parte superior se cierra y se inyecta aire, que es usado con el fin de evitar la entrada de agua, donde se esté realizando la excavación. En la figura N° 5.18 se muestran los tipos de cilindros.

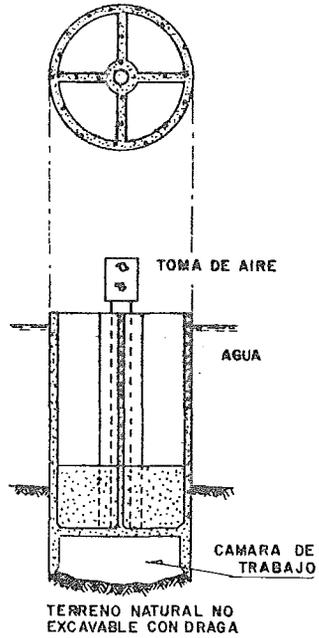
La construcción de los cilindros constituye una gran operación de Ingeniería que requiere el uso del equipo pesado y en donde se suscitan una gran variedad de problemas, los cuales son resueltos por medio del ingenio del constructor.

Los cilindros en forma general se construyen en formas deslizantes, sobre lanchones o sobre islas de arena, colocándose el elemento sobre el sitio y excavándose dentro de éste manual o mecánicamente. Al progresar la excavación, el cilindro va penetrando por peso propio y a medida que esto sucede se incrementan secciones o anillos, hasta que se alcanza la profundidad final, en donde se coloca un sello de concreto al fondo del cilindro.

Cuando es encontrado material duro que obstruya el descenso de uno de los lados del cilindro, es necesario detener la excavación, ya que de continuarla, el cilindro puede perder su verticalidad.



SITUACION DE UN CILINDRO ABIERTO EN AGUA TRAS LA HINCA



**CILINDRO NEUMATICO**

FIGURA Nº 5.18.- TIPOS DE CILINDROS. (REF. 4)

### V.2.1 HINCADO DE CILINDROS ABIERTOS

El procedimiento más utilizado para el hincado de cilindros abiertos, es excavando el material interior por medio de herramientas mecánicas y manuales, que puedan ser llevadas hasta el interior del cilindro, tomando en cuenta las dimensiones mínimas del elemento, que permitan el adecuado desarrollo del procedimiento.

La excavación debe hacerse de modo que el elemento descienda por su propio peso, evitando desplomes laterales. Una vez que se ha alcanzado la profundidad deseada se debe colar un tapón inferior por medio de tuberías tremie (trompa de elefante), la que consiste en una serie de tubos de 6" de diámetro y 1.80 a 2.00 m. de longitud aproximadamente, conectados entre sí, que son bajados hasta el fondo del pozo, donde el concreto es colocado bajo el agua. Existen circunstancias en que el agua contenida dentro del cilindro, puede ser bombeada hacia el exterior, para así realizar el colado en seco, pero la práctica ha demostrado que esto ocasiona serios problemas como la falla del fondo.

En la fig. N<sup>o</sup> 5.19 se ilustra en forma general el proceso constructivo por medio del "Pozo Indio". (Ref. N<sup>o</sup> 4).

Durante las primeras etapas del hincado, es necesario que el cilindro mantenga su posición por lo cual se requiere el uso de "guías" y una vez que el segmento del cilindro está en su posición adecuada se debe ir haciendo el colado de la siguiente sección o anillo, lo cual aumenta el peso del cilindro, haciendo que el descenso de éste sea más rápido. La excavación debe hacerse en forma

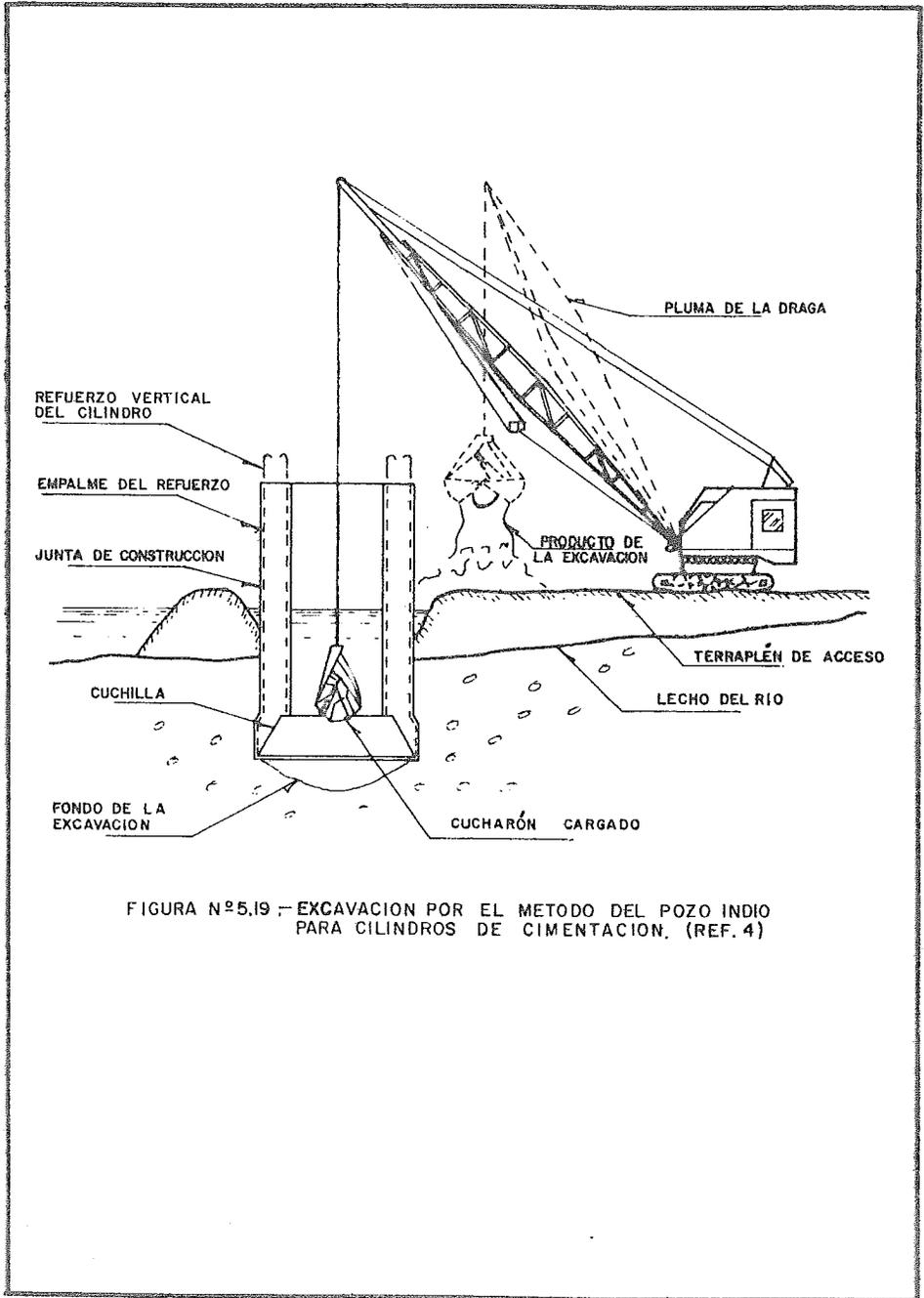


FIGURA N°5.19 - EXCAVACION POR EL METODO DEL POZO INDIO PARA CILINDROS DE CIMENTACION. (REF. 4)

balanceada, llevándose por delante de las cuchillas.

Cuando se presentan obstáculos durante el hincado, se suelen emplear chiflones para eliminarlos, evitando así el desplome del cilindro; cuando estos obstáculos son demasiado grandes como para ser removidos por los chiflones, se deben utilizar explosivos. Otro problema serio que se presenta en la construcción de los cilindros dentro de los ríos, es el flujo del agua hacia el interior, provocando la falla de fondo; en la fig. N° 5.20 se ilustra el procedimiento para resolver este problema. (Ref. N° 4). Por lo general, se colocan enrocamientos o costales de arena para disminuir el flujo lateral.

El control de la verticalidad (Ref. N° 5) puede ser llevado a cabo mediante uno ó una combinación de los siguientes métodos:

- a). Colocando concreto sobre el lado más alto.
- b). Realizando el dragado diferencial por debajo de la cuchilla.
- c). Jalando por medio de cable y malacate.

Todos estos métodos son auxiliados por estructuras que sirven de apoyo, como: plataformas de pilotes o plataformas flotantes.

#### V.2.2 HINCADO DE CILINDROS NEUMATICOS

Este método constructivo es aplicado cuando el procedimiento de hincado en los cilindros abiertos, puede causar pérdida del terreno circunvecino, cuando se impide el hincado a causa de los obstáculos encontrados o para los cilindros bajo agua, donde el flu

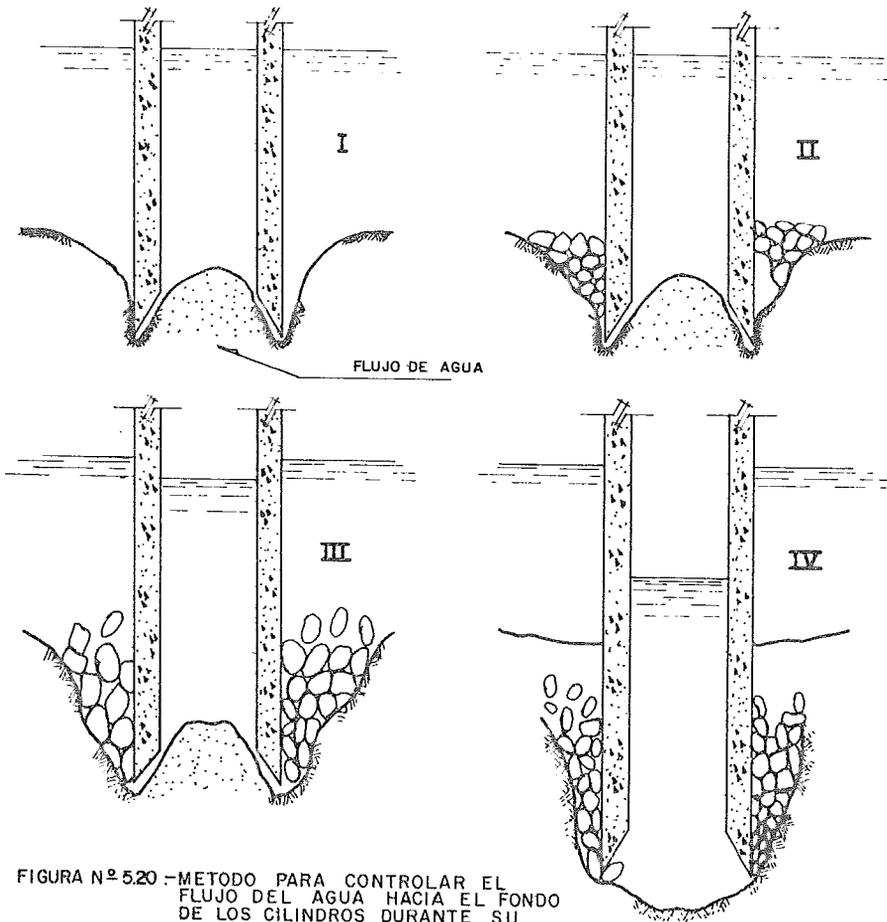


FIGURA N° 520 -METODO PARA CONTROLAR EL FLUJO DEL AGUA HACIA EL FONDO DE LOS CILINDROS DURANTE SU HINCADO. (REF. 4)

jo de arenas finas o materiales arcillosos pueda presentar un riesgo bastante grande, requiriéndose entonces el empleo de los cilindros neumáticos. (Ref. N<sup>o</sup> 6).

Estos elementos están formados por:

a). Cámara de trabajo:

Esta se encuentra en el fondo del cilindro rodeada por las paredes biseladas de la cuchilla y techado por un tapón de concreto. Como este es un espacio para efectuar la excavación del suelo debe tener la altura suficiente para permitir el trabajo.

b). Pozos

Estos son pasajes verticales que permiten la entrada y salida de los trabajadores y el material, teniendo en su interior una escalera o un elevador.

c). Cámara de descompresión:

Para cada pozo se requiere una cámara de descompresión que está montada en la parte superior. La función de ésta cámara es permitir que los trabajadores y el material sean introducidos y extraídos sin disminuir la presión del aire en el cilindro. La fig. N<sup>o</sup> 5.21 indica las partes antes mencionadas.

En los cilindros neumáticos, la excavación se efectúa a mano en el interior de la cámara de trabajo en seco; lo que permite atacar todas las obstrucciones que se presenten durante el hincado y con un perfecto conocimiento del terreno de apoyo. El proceso de

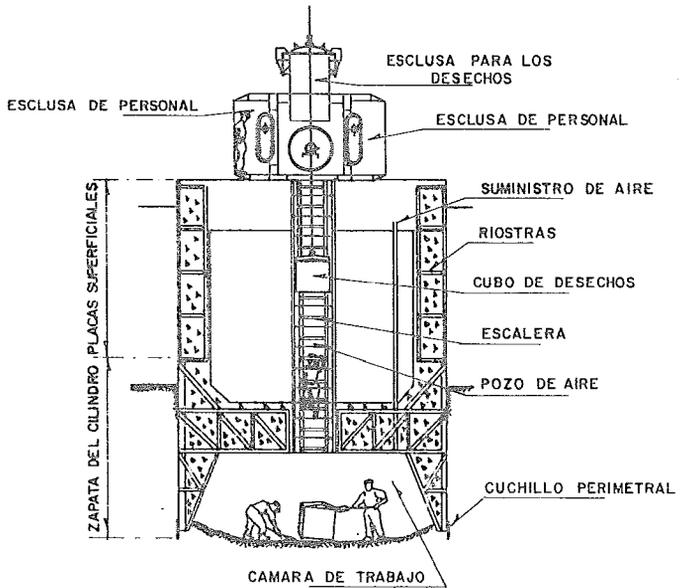


FIGURA N° 5.21.—ESQUEMA TIPICO DE UN CILINDRO NEUMATICO (REF. 5)

hincado para este tipo de estructura es lento y los trabajadores en el interior no pueden estar expuestos durante un tiempo grande a las presiones que son requeridas, con lo que se limita la profundidad de hincado y el tiempo de construcción. Es por esto, que en muchos casos el inicio de la excavación se realiza como en el caso de los cilindros abiertos, hasta donde sea posible llevar a cabo ésta, continuando posteriormente con el método neumático.

Para colocar el concreto dentro de la cámara de trabajo se deben tomar todas las precauciones para que se asegure un buen contacto entre la parte inferior del techo y el relleno de concreto. La presión del aire debe ser mantenida constantemente durante el colado del concreto a través de los pozos hasta que éste endurezca completamente.

Tanto para los cilindros abiertos como para los cilindros neumáticos el procedimiento constructivo puede ser llevado a cabo en seco en lugares donde existe agua, construyéndose dentro de una isla de arena. Esta isla es simplemente una acumulación artificial de material, creada en el sitio para suministrar un área seca durante la construcción. (Fig. N<sup>o</sup> 5.22).

Este procedimiento se puede describir en los siguientes pasos: (Ref N<sup>o</sup> 6).

1. Se coloca un colchón fibroso para cubrir un área considerable más grande que la de la isla de arena.

2. Se construye una plataforma de trabajo alrededor de donde

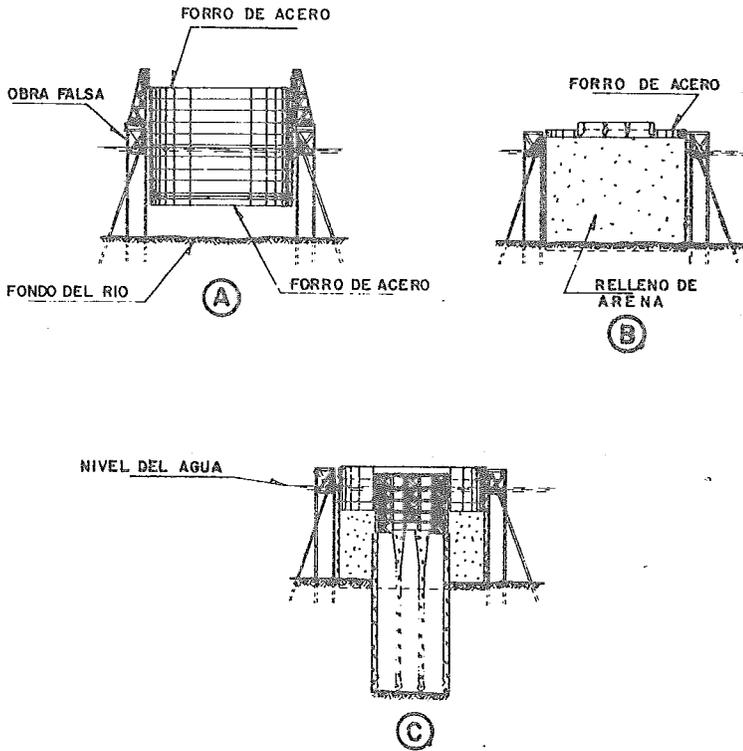


FIGURA N<sup>o</sup>5.22.-EL METODO DE LA "ISLA" PARA LA HINCA DE CILINDROS  
(REF. 4 )

se intenta construir ésta.

3. Se instala una concha a base de tablaestacas metálicas o de pilotes hincados en el terreno, que es bajada hasta el fondo sobre el colchón fibroso.

4. Una vez realizado el apoyo sobre el colchón fibroso, se recorta el excedente a lo largo de la cara interior y se remueve.

5. Se rellena la concha con arena

6. Se recobra la concha o ataguía después de la construcción del cilindro.

El propósito de colocar un colchón fibroso alrededor de la -- ataguía, es con el fin de dar protección contra los escurrimientos bajo la misma.

Debido a que la isla de arena colocada en el cauce natural -- del río restringe el flujo de la corriente, tiende a aumentar el peligro del escurrimiento; con lo cual la isla se ve sujeta al arrastre - excesivo como resultado de dicho escurrimiento. En tales casos el lecho del río debe ser protegido con enrocamientos, además del colchón.

Las dimensiones de la isla deben ser suficientes para suministrar un área de trabajo adecuada alrededor del cilindro y permitir el movimiento del equipo de construcción.

## C A P I T U L O V

## R E F E R E N C I A S

1. SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS - CIMIENTOS PROFUNDOS COLADOS EN SITIO - MEXICO, D. F. 1976.
2. RICHARD J. WOODWARD JR., WILLIAMS S. GARDNER Y DAVID M. GREER - DRILLED PIER FOUNDATIONS - MC. GRAW HILL BOOK COMPANY LONDRES 1957.
3. R. B. PECK. W.E. HANSON, T.H. THORNBURN - FOUNDATIONS ENGINEERING - JOHN WILEY AND SONNS. 1957.
4. ALFONSO RICO, DEL CASTILLO H. - LA INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES TOMO II - EDITORIAL LIMUSA, S. A.
5. TOMLINSON, M.L. - FOUNDATIONS DESIGN AND CONSTRUCTIONS A. HALSTED PRESS BOOK. 1971.
6. W.C. TENG. - FOUNDATIONS DESING - PRENTICE HALL PUBLICATIONS
7. ALBERRO A. JESUS. HIRIART M. GUILLERMO - LODOS - MEXICO, D. F. 1976.

## CAPITULO VI

## ANALISIS DE COSTOS EN PILAS Y CILINDROS

Como complemento a todo lo que se ha venido exponiendo es necesario tener una idea concisa sobre el valor económico que implica la construcción de las cimentaciones a base de pilas y cilindros. Es por esto que dentro de éste capítulo se hace referencia a los costos que involucran cada una de dichas cimentaciones, tratando de simplificar lo más posible todos los conceptos y materiales, que intervienen en la fabricación de los mismos, como son: Excavación, aceros de refuerzo, cimbras, concreto, mano de obra, etc.

En páginas posteriores se presentan una serie de tablas que dan el costo de las pilas y los cilindros por metro lineal, tomando en consideración la condición en que se encuentre el terreno donde serán construídos; es decir si la construcción se realizará en seco o en presencia de agua, si implica el uso de ademe o nó.

Para el caso de las campanas en pilas y las cuchillas en los cilindros, se efectuó el análisis de costo en forma separada, por pieza.

Los precios de materiales, equipos de perforación y mano de obra utilizados para el análisis de precios unitarios son actualizados hasta el año de 1979. (Ref. 1 y 2).

Los análisis de costos referentes a las pilas se encuentran de la tabla 6.1 a la 6.15 y las referentes a los cilindros de la tabla 6.16 a la 6.18.

TABLA N° 6.3- PILAS COLADAS EN SECO

Ø PILA	REFUERZOS		VOLUMENES				COSTOS				TOTALES	
	V.	H.	EXCAV. M3/ML	ACERO VERT. TON/ML	ACERO HORZ. TON/ML	CONCRETO M3/ML	EXCAV. COSTO/ML	ACERO VERT. COSTO/ML	ACERO HORZ. COSTO/ML	CONCRETO COSTO/ML	COSTO DE PILA POR ML	COSTO POR PILA INCLU- YENDO "ADEME"
.60	6#7	Nº3 Ca 30	.283	.02	.003	.283	411.56	237.84	133.93	322.46	1,005.79	1,260.59
.70	6#8	" "	.384	.03	.003	.384	425.04	356.76	133.93	437.54	1,253.27	1,533.55
.80	8#8	Nº4 Ca 30	.502	.03	.012	.502	444.46	356.76	135.72	571.99	1,508.93	1,817.24
.90	10#8	" "	.636	.04	.012	.636	487.37	475.69	135.72	724.68	1,823.46	2,162.60
1.00	12#8	" "	.785	.05	.013	.785	535.73	594.61	147.03	894.45	2,171.82	2,544.87
1.10	12#9	" "	.950	.06	.014	.950	595.60	713.53	158.34	1,082.46	2,549.93	2,960.29
1.20	14#9	" "	1.130	.08	.014	1.130	670.57	951.37	184.34	1,287.55	3,067.83	3,519.22
1.30	16#9	" "	1.327	.09	.015	1.327	746.13	1,070.29	169.65	1,512.02	3,498.09	3,994.63
1.40	16#10	" "	1.539	.11	.016	1.539	820.74	1,308.14	180.96	1,753.58	4,063.42	4,624.51
1.50	18#10	" "	1.767	.12	.018	1.767	902.82	1,424.06	203.58	2,013.37	4,546.83	5,180.86
1.60	20#10	" "	2.010	.14	.019	2.010	993.91	1,664.90	214.89	2,290.25	5,163.95	5,880.40
1.70	16#12	" "	2.269	.16	.020	2.269	1,103.24	1,902.74	226.20	2,585.37	5,817.55	6,627.15
1.80	18#12	" "	2.544	.18	.021	2.544	1,224.60	2,140.59	237.51	2,898.71	6,501.41	7,416.26
1.90	20#12	" "	2.835	.20	.022	2.835	1,359.30	2,378.43	248.82	3,230.28	7,216.83	8,250.60
2.00	22#12	" "	3.141	.22	.023	3.141	1,529.23	2,616.27	260.13	3,578.95	7,984.58	9,152.66

NOTA: Concreto f'c= 200 Kg/Cm<sup>2</sup> \$ 1,139.43/M<sup>3</sup>

TABLA N° 6.4- PILAS COLADAS EN SECO

Ø PILA	REFUERZOS		VOLUMENES				COSTOS				TOTALES	
	V.	H.	EXCAV. M3/ML	ACERO VERT. TON/ML	ACERO HORZ. TON/ML	CONCRETO M3/ML	EXCAV. COSTO/ML	ACERO VERT. COSTO/ML	ACERO HORZ. COSTO/ML	CONCRETO COSTO/ML	COSTO DE PILA POR ML	COSTO POR PILA INCLU- YENDO "ADEME"
.60	6#7	Nº3 Ca 30	.283	.02	.003	.283	411.56	237.84	133.93	355.66	1,038.99	1,293.79
.70	6#8	" "	.384	.03	.003	.384	425.04	356.76	133.93	482.59	1,298.32	1,578.60
.80	8#8	Nº4 Ca 30	.502	.03	.012	.502	444.46	356.76	135.72	630.88	1,567.82	1,876.15
.90	10#8	" "	.636	.04	.012	.636	487.37	475.69	135.72	799.29	1,898.07	2,237.21
1.00	12#8	" "	.785	.05	.013	.785	535.73	594.61	147.03	986.54	2,263.91	2,636.96
1.10	12#9	" "	.950	.06	.014	.950	595.60	713.53	158.34	1,193.90	2,661.37	3,071.73
1.20	14#9	" "	1.130	.08	.014	1.130	670.57	951.37	158.34	1,420.12	3,200.40	3,651.79
1.30	16#9	" "	1.327	.09	.015	1.327	746.13	1,070.29	169.65	1,667.69	3,653.76	4,150.30
1.40	16#10	" "	1.539	.11	.016	1.539	820.74	1,308.14	180.96	1,934.12	4,243.96	4,805.05
1.50	18#10	" "	1.767	.12	.018	1.767	902.82	1,427.06	203.58	2,220.66	4,754.12	5,388.15
1.60	20#10	" "	2.010	.14	.019	2.010	993.91	1,664.90	214.89	2,526.05	5,399.75	6,116.20
1.70	16#12	" "	2.269	.16	.020	2.269	1,103.24	1,902.74	226.20	2,851.54	6,083.72	6,893.32
1.80	18#12	" "	2.544	.18	.021	2,544	1,224.60	2,140.59	237.51	3,197.15	6,799.85	7,714.70
1.90	20#12	" "	2.835	.20	.022	2.835	1,359.30	2,378.43	248.82	3,562.86	7,549.41	8,583.18
2.00	22#12	" "	3.141	.22	.023	3.141	1,529.23	2,616.27	260.13	3,947.42	8,353.05	9,521.21

NOTA: Concreto f'c= 250 Kg/Cm<sup>2</sup>= \$ 1,256.74

TABLA N° 6.5- PILAS COLADAS EN SECO

Ø PILA	REFUERZOS		VOLUMENES				COSTOS				TOTALES	
	V.	H.	EXCAV. M3/ML	ACERO VERT. TON/ML	ACERO HORZ. TON/ML	CONCRETO M3/ML	EXCAV. COSTO/ML	ACERO VERT. COSTO/ML	ACERO HORZ. COSTO/ML	CONCRETO COSTO/ML	COSTO DE PILA ML	COSTO POR PILA INCLU- YENDO "ADEME"
.60	6#7	Nº3 Ca 30	.283	.02	.003	.283	411.56	237.84	133.93	384.26	1,067.59	1,322.39
.70	6#8	" "	.384	.03	.003	.384	425.04	356.76	133.93	521.40	1,337.13	1,617.41
.80	8#8	Nº4 Ca 30	.502	.03	.012	.502	444.46	356.76	135.72	681.63	1,618.57	1,926.88
.90	10#8	" "	.636	.04	.012	.636	487.37	475.69	135.72	863.57	1,962.35	2,301.49
1.00	12#8	" "	.785	.05	.013	.785	535.73	594.61	147.03	1,065.89	2,343.26	2,716.31
1.10	12#9	" "	.950	.06	.014	.950	595.60	713.53	158.34	1,289.93	2,757.40	3,167.76
1.20	14#9	" "	1.130	.08	.014	1.130	670.57	951.37	158.34	1,534.34	3,314.62	3,766.01
1.30	16#9	" "	1.327	.09	.015	1.327	746.13	1,070.29	169.65	1,801.83	3,787.90	4,284.44
1.40	16#10	" "	1.539	.11	.016	1.539	820.74	1,308.14	180.96	2,089.68	4,399.52	4,960.61
1.50	18#10	" "	1.767	.12	.018	1.767	902.82	1,427.06	203.58	2,399.27	4,932.73	5,566.76
1.60	20#10	" "	2.010	.14	.019	2.010	993.91	1,664.90	214.89	2,729.22	5,602.22	6,319.37
1.70	16#12	" "	2.269	.16	.020	2.269	1,103.24	1,902.74	226.20	3,080.89	6,313.07	7,122.67
1.80	18#12	" "	2.544	.18	.021	2.544	1,224.60	2,140.59	237.51	3,454.29	7,056.99	7,971.84
1.90	20#12	" "	2.835	.20	.022	2.835	1,359.30	2,378.43	248.82	3,849.42	7,835.97	8,869.74
2.00	22#12	" "	3.141	.22	.023	3.141	1,529.23	2,616.27	260.13	4,264.91	8,670.54	9,838.70

NOTA: Concreto f'c= 300 Kg/Cm<sup>2</sup>= \$ 1,357.82/M<sup>3</sup>

TABLA N° 6.6- PILAS COLADAS EN AGUA

Ø PILA	REFUERZOS		VOLUMENES				COSTOS				TOTALES	
	V.	H.	EXCAV. M3/ML	ACERO VERT. TON/ML	ACERO HORZ. TON/ML	CONCRETO M3/ML	EXCAV. COSTO/ML	ACERO VERT. COSTO/ML	ACERO HORZ. COSTO/ML	CONCRETO COSTO/ML	COSTO DE PILA POR ML	COSTO POR PILA INCLU- YENDO "ADEME"
.60	6#7	Nº3 Ca 30	.283	.02	.003	.283	547.00	237.84	133.93	366.39	1,285.16	1,539.97
.70	6#8	" "	.384	.03	.003	.384	572.55	356.76	133.93	497.15	1,560.39	1,840.67
.80	8#8	Nº4 Ca 30	.502	.03	.012	.502	623.11	356.76	135.72	649.92	1,765.51	2,073.82
.90	10#8	" "	.636	.04	.012	.636	680.62	475.69	135.72	823.41	2,115.44	2,454.58
1.00	12#8	" "	.785	.05	.013	.785	761.46	594.61	147.03	1,016.32	2,519.42	2,892.47
1.10	12#9	" "	.950	.06	.014	.950	860.08	713.53	158.34	1,229.94	2,961.89	3,372.25
1.20	14#9	" "	1.130	.08	.014	1.130	999.38	951.37	158.34	1,462.98	3,572.07	4,023.46
1.30	16#9	" "	1.327	.09	.015	1.327	1,185.41	1,070.29	169.65	1,718.03	4,143.38	4,639.92
1.40	16#10	" "	1.539	.11	.016	1.539	1,392.86	1,308.14	180.96	1,992.50	4,874.46	5,435.55
1.50	18#10	" "	1.767	.12	.018	1.767	1,639.39	1,427.06	203.58	2,287.68	5,557.71	6,191.74
1.60	20#10	" "	2.010	.14	.019	2.010	1,932.84	1,664.90	214.89	2,602.29	6,414.92	7,131.37
1.70	16#12	" "	2.269	.16	.020	2.269	2,280.75	1,902.74	226.20	2,937.61	7,347.30	8,156.90
1.80	18#12	" "	2.544	.18	.021	2.544	2,622.86	2,140.59	237.51	3,293.64	8,294.60	9,209.45
1.90	20#12	" "	2.835	.20	.022	2.835	3,021.53	2,378.43	248.82	3,670.39	9,319.17	10,033.77
2.00	22#12	" "	3.141	.22	.023	3.141	3,444.54	2,616.27	260.13	4,066.56	10,387.50	11,555.66

NOTA: Concreto f'c= 100 Kg/Cm<sup>2</sup>= \$ 1,294.67/M<sup>3</sup>

TABLA N° 6.7- PILAS COLADAS EN AGUA

Ø PILA	REFUERZOS		VOLUMENES				COSTOS				TOTALES	
			EXCAV.	ACERO	ACERO	CONCRETO	EXCAV.	ACERO	ACERO	CONCRETO	COSTO DE PILA POR ML	COSTO POR PILA INCLU- YENDO "ADEME"
	M3/ML	VERT. TON/ML	HORZ. TON/ML	M3/ML	COSTO/ML	VERT. COSTO/ML	HORZ. COSTO/ML	COSTO/ML				
.60	6#7	Nº3 Ca 30	.283	.02	.003	.283	547.00	237.84	133.93	374.38	1,293.15	1,547.95
.70	6#8	" "	.384	.03	.003	.384	572.55	356.76	133.93	507.98	1,571.22	1,851.50
.80	8#8	Nº4 Ca 30	.502	.03	.012	.502	623.11	356.76	135.72	664.09	1,779.68	2,087.99
.90	10#8	" "	.636	.04	.012	.636	680.62	475.69	135.72	841.35	2,133.38	2,472.52
1.00	12#8	" "	.785	.05	.013	.785	761.46	594.61	147.03	1,038.46	2,541.56	2,914.61
1.10	12#9	" "	.950	.06	.014	.950	860.08	713.53	158.34	1,256.74	2,988.69	3,399.05
1.20	14#9	" "	1.130	.08	.014	1.130	999.38	951.37	158.34	1,494.85	3,603.94	4,055.33
1.30	16#9	" "	1.327	.09	.015	1.327	1,185.41	1,070.29	169.65	1,755.46	4,180.81	4,677.35
1.40	16#10	" "	1,539	.11	.016	1.539	1,392.86	1,308.14	180.96	2,035.91	4,917.87	5,478.96
1.50	18#10	" "	1.767	.12	.018	1.767	1,639.39	1,427.06	203.58	2,337.53	5,607.56	6,241.59
1.60	20#10	" "	2.010	.14	.019	2.010	1,932.84	1,664.90	214.89	2,658.99	6,471.62	7,188.07
1.70	16#12	" "	2.269	.16	.020	2.269	2,280.75	1,902.74	226.20	3,001.61	7,411.30	8,220.90
1.80	18#12	" "	2.544	.18	.021	2.544	2,622.86	2,140.59	237.51	3,365.41	8,366.37	9,281.22
1.90	20#12	" "	2.835	.20	.022	2.835	3,021.53	2,378.43	248.82	3,750.36	9,399.14	10,432.91
2.00	22#12	" "	3.141	.22	.023	3.141	3,444.54	2,616.27	260.13	4,155.17	10,476.11	11,644.27

NOTA: Concreto f'c= 150 Kg/Cm<sup>2</sup>= \$ 1,322.88/M<sup>3</sup>

M-0028609

TABLA N° 6.8- PILAS COLADAS EN AGUA

Ø PILA	REFUERZOS		VOLUMENES				COSTOS				TOTALES	
	V.	H.	EXCAV. M3/ML	ACERO VERT. TON/ML	ACERO HORZ. TON/ML	CONCRETO M3/ML	EXCAV. COSTO/ML	ACERO VERT. COSTO/ML	ACERO HORZ. COSTO/ML	CONCRETO COSTO/ML	COSTO DE PILA POR ML	COSTO POR PILA INCLU- YENDO "ADEME"
.60	6#7	Nº3 @ 30	.283	.02	.003	.283	547.00	237.84	133.93	403.07	1,321.84	1,576.64
.70	6#8	" "	.384	.03	.003	.384	572.55	356.76	133.93	546.93	1,610.17	1,890.45
.80	8#8	Nº4 @ 30	.502	.03	.012	.502	623.11	356.76	135.72	714.99	1,830.58	2,138.89
.90	10#8	" "	.636	.04	.012	.636	680.62	475.69	135.72	905.85	2,197.88	2,537.02
1.00	12#8	" "	.785	.05	.013	.785	761.46	594.61	147.03	1,118.07	2,621.17	2,994.22
1.10	12#9	" "	.950	.06	.014	.950	860.08	713.53	158.34	1,353.08	3,085.03	3,495.39
1.20	14#9	" "	1.130	.08	.014	1.130	999.38	951.37	158.34	1,609.45	3,718.30	4,169.69
1.30	16#9	" "	1.327	.09	.015	1.327	1,185.41	1,079.29	169.65	1,890.03	4,315.38	4,811.92
1.40	16#10	" "	1.539	.11	.016	1.539	1,392.86	1,308.14	180.96	2,191.98	5,073.94	5,635.03
1.50	18#10	" "	1.767	.12	.018	1.767	1,639.39	1,427.06	203.58	2,516.72	5,786.75	6,420.78
1.60	20#10	" "	2.010	.14	.019	2.010	1,932.84	1,664.90	214.89	2,862.82	6,675.45	7,391.90
1.70	16#12	" "	2.269	.16	.020	2.269	2,280.75	1,902.74	226.20	3,231.71	7,392.25	8,201.85
1.80	18#12	" "	2.544	.18	.021	2,544	2,622.86	2,140.59	237.51	3,623.39	8,624.35	9,539.20
1.90	20#12	" "	2,835	.20	.022	2.835	3,021.53	2,378.43	248.82	4,037.86	9,686.64	10,720.41
2.00	22#12	" "	3.141	.22	.023	3.141	3,444.54	2,616.27	260.13	4,473.69	10,794.63	11,962.79

NOTA: Concreto f'c= 200 Kg/Cm<sup>2</sup>= \$ 1,424.29/M<sup>3</sup>

TABLA N° 6.9- PILAS COLADAS EN AGUA

Ø PILA	REFUERZOS		VOLUMENES				COSTOS				TOTALES	
	V.	H.	EXCAV. M3/ML	ACERO VERT. TON/ML	ACERO HORZ. TON/ML	CONCRETO M3/ML	EXCAV. COSTO/ML	ACERO VERT. COSTO/ML	ACERO HORZ. COSTO/ML	CONCRETO COSTO/ML	COSTO DE PILA ML	COSTO POR PILA INCLU- YENDO "ADEME"
.60	6#7	Nº3 Ca 30	.283	.02	.003	.283	547.00	237.84	133.93	426.79	1,345.56	1,600.36
.70	6#8	" "	.384	.03	.003	.384	572.55	356.76	133.93	579.10	1,642.34	1,922.62
.80	8#8	Nº4 Ca 30	.502	.03	.012	.502	623.11	356.76	135.72	757.06	1,872.65	2,180.96
.9	10#8	" "	.636	.04	.012	.636	680.62	475.69	135.72	959.15	2,251.18	2,590.32
1.00	12#8	" "	.785	.05	.013	.785	761.46	594.61	147.03	1,183.85	2,686.95	3,060.00
1.10	12#9	" "	.950	.06	.014	.950	860.08	713.53	158.34	1,432.69	3,164.64	3,575.00
1.20	14#9	" "	1.130	.08	.014	1.130	99.38	951.37	158.34	1,704.14	3,813.23	4,264.62
1.30	16#9	" "	1.327	.09	.015	1.327	1,185.41	1,070.29	169.65	2,001.24	4,426.59	4,923.13
1.40	16#10	" "	1.539	.11	.016	1.539	1,392.86	1,308.14	180.96	2,320.95	5,202.91	5,764.00
1.50	18#10	" "	1.767	.12	.018	1.767	1,639.39	1,427.06	203.58	2,664.79	5,934.82	6,568.85
1.60	20#10	" "	2.010	.14	.019	2.010	1,932.84	1,664.90	214.89	3,031.26	6,629.00	7,345.45
1.70	16#12	" "	2.269	.16	.020	2.269	2,280.75	1,902.74	226.20	3,421.86	7,831.55	8,641.15
1.80	18#12	" "	2.544	.18	.021	2.544	2,622.86	2,140.59	237.51	3,836.58	8,837.54	9,752.39
1.90	20#12	" "	2.835	.20	.022	2.835	3,021.53	2,378.43	248.82	4,275.44	9,924.22	10,957.99
2.00	22#12	" "	3.141	.22	.023	3.141	3,444.54	2,616.27	260.13	4,736.91	11,057.85	12,226.01

NOTA: Concreto f'c= 250 Kg/Cm<sup>2</sup>= \$ 1,508.09/M<sup>3</sup>

TABLA N° 6.10-PILAS COLADAS EN AGUA

Ø PILA	REFUERZOS		VOLUMENES				COSTOS				TOTALES	
	V.	H.	EXCAV. M3/ML	ACERO VERT. TON/ML	ACERO HORZ. TON/ML	CONCRETO M3/ML	EXCAV. COSTO/ML	ACERO VERT. COSTO/ML	ACERO HORZ. COSTO/ML	CONCRETO COSTO/ML	COSTO DE PILA POR ML	COSTO POR PILA INCLU- YENDO "ADENE"
.60	6#7	Nº3 @ 30	.283	.02	.003	.283	547.00	237.84	133.93	461.11	1,379.88	1,634.68
.70	6#8	" "	.384	.03	.003	.384	572.55	356.76	133.93	625.68	1,688.92	1,969.20
.80	8#8	Nº4 @ 30	.502	.03	.012	.502	623.11	356.76	135.72	817.95	1,933.54	2,241.85
.90	10#8	" "	.636	.04	.012	.636	680.62	475.69	135.72	1,036.29	2,328.32	2,667.46
1.00	12#8	" "	.785	.05	.013	.785	761.46	594.61	147.03	1,279.06	2,782.16	3,155.21
1.10	12#9	" "	.950	.06	.014	.950	860.08	713.53	158.34	1,547.91	3,279.86	3,690.22
1.20	14#9	" "	1.130	.08	.014	1.130	999.38	951.37	158.34	1,841.19	3,950.28	4,401.67
1.30	16#9	" "	1.327	.09	.015	1.327	1,185.41	1,070.29	169.65	2,162.18	4,587.53	5,084.07
1.40	16#10	" "	1.539	.11	.016	1.539	1,392.86	1,308.14	180.96	2,507.62	5,389.58	5,950.67
1.50	18#10	" "	1.767	.12	.018	1.767	1,639.39	1,427.06	203.58	2,879.11	6,149.14	6,783.17
1.60	20#10	" "	2.010	.14	.019	2.010	1,932.84	1,664.90	214.89	3,275.05	7,087.68	7,804.13
1.70	16#12	" "	2.269	.16	.020	2.269	2,280.75	1,902.74	226.20	3,697.06	8,106.75	8,916.35
1.80	18#12	" "	2.544	.18	.021	2.544	2,622.86	2,140.59	237.51	4,145.14	9,146.10	10,060.95
1.90	20#12	" "	2.835	.20	.022	2.835	3,021.53	2,378.43	248.82	4,619.29	10,268.07	11,301.84
2.00	22#12	" "	3.141	.22	.023	3.141	3,444.54	2,616.27	260.13	5,117.88	11,438.88	12,606.98

NOTA: Concreto f'c= 300 Kg/Cm<sup>2</sup>= \$ 1,629.38/M<sup>3</sup>

TABLA Nº 6.11- ANALISIS DE PRECIO UNITARIO DE LAS CAMPANAS EN PILAS

V O L U M E N E S							C O S T O S				TOTAL
∅ DIAMETRO FUSTE.	DIAMETRO CAMPANA	ALTURA CAMPANA	EXCAV. M3/PZA	ACERO VERT. TON/PZA	ACERO HORZ. TON/PZA	CONCRETO M3/PZA	EXCAV. COSTO/PZA	ACERO VERT. COSTO/PZA	ACERO HORZ. COSTO/PZA	CONCRETOS COSTO/PZA	COSTO DE CAMPANAS POR PZA.
0.60	0.90	0.30	0.19	0.006	0.001	0.19	529.72	71.35	11.31	189.22	801.60
0.70	1.05	0.35	0.28	0.011	0.001	0.28	556.39	130.81	11.31	278.85	977.36
0.80	1.20	0.40	0.39	0.012	0.005	0.39	598.45	142.71	56.55	388.40	1,186.11
0.90	1.36	0.45	0.54	0.018	0.005	0.54	628.50	214.06	56.55	537.79	1,436.90
1.00	1.50	0.50	0.71	0.025	0.007	0.71	690.38	297.30	79.17	707.09	1,773.94
1.10	1.65	0.55	0.91	0.053	0.008	0.91	767.97	392.44	90.48	906.27	2,157.16
1.20	1.80	0.60	1.15	0.048	0.008	1.15	865.24	570.82	90.48	1,145.29	2,671.83
1.30	1.95	0.65	1.43	0.059	0.010	1.43	983.25	701.64	113.10	1,424.14	3,222.13
1.40	2.10	0.70	1.74	0.077	0.011	1.74	1,071.74	915.69	124.41	1,732.81	3,844.71
1.50	2.25	0.75	2.11	0.090	0.014	2.11	1,168.20	1,070.29	158.34	2,101.35	4,498.18
1.60	2.40	0.80	2.51	0.112	0.015	2.51	1,273.34	1,331.92	169.65	2,499.71	5,274.62
1.70	2.55	0.85	2.96	0.136	0.017	2.96	1,387.94	1,617.33	192.27	2,947.86	6,145.40
1.80	2.70	0.90	3.46	0.162	0.019	3.46	1,512.85	1,926.53	214.89	3,445.81	7,100.08
1.90	2.85	0.95	4.03	0.190	0.021	4.05	1,649.01	2,259.51	237.51	4,033.40	8,179.43
2.00	3.00	1.00	4.64	0.220	0.023	4.64	1,797.42	2,616.27	260.13	4,620.98	9,294.80

NOTA: Concreto f'c- 100 Kg/Cm<sup>2</sup>= \$ 995.90/M<sup>3</sup>

TABLA N° 6.12- ANALISIS DE PRECIO UNITARIO DE LAS CAMPANAS EN PILAS

VOLUMENES							COSTOS				TOTAL
∅ DIAMETRO FUSTE.	DIAMETRO CAMPANA	ALTURA CAMPANA	EXCAV. M3/PZA	ACERO VERT. TON/PZA	ACERO HORZ. TON/PZA	CONCRETO M3/PZA	EXCAV. COSTO/PZA	ACERO VERT. COSTO/PZA	ACERO HORZ. COSTO/PZA	CONCRETOS COSTO/PZA	COSTO DE CAMPANAS POR PZA.
0.60	0.90	0.30	0.10	0.006	0.001	0.19	529.72	71.35	11.31	201.07	813.45
0.70	1.05	0.35	0.28	0.011	0.001	0.28	556.39	130.81	11.31	296.32	994.83
0.80	1.20	0.40	0.39	0.012	0.005	0.39	598.45	142.71	56.55	412.74	1,210.45
0.90	1.35	0.45	0.54	0.018	0.005	0.54	628.50	214.06	56.55	571.48	1,470.59
1.00	1.50	0.50	0.71	0.025	0.007	0.71	690.38	297.30	79.17	751.39	1,818.24
1.10	1.65	0.55	0.91	0.053	0.008	0.91	767.97	392.44	90.48	963.05	2,213.94
1.20	1.80	0.60	1.15	0.048	0.008	1.15	865.24	570.82	90.48	1,217.04	2,743.58
1.30	1.95	0.65	1.43	0.059	0.010	1.43	983.25	701.64	113.10	1,513.37	3,311.36
1.40	2.10	0.70	1.74	0.077	0.011	1.74	1,071.74	915.69	124.41	1,841.44	3,953.28
1.50	2.25	0.75	2.11	0.090	0.014	2.11	1,168.20	1,070.29	158.34	2,233.01	4,629.84
1.60	2.40	0.80	2.51	0.112	0.015	2.51	1,273.34	1,331.92	169.65	2,656.33	5,431.24
1.70	2.55	0.85	2.96	0.136	0.017	2.96	1,387.94	1,617.33	192.27	3,132.57	6,330.11
1.80	2.70	0.90	3.46	0.162	0.019	3.46	1,512.85	1,926.53	214.89	3,661.72	7,315.99
1.90	2.85	0.95	4.03	0.190	0.021	4.05	1,649.01	2,259.51	237.51	4,286.12	8,432.15
2.00	3.00	1.00	4.64	0.220	0.023	4.64	1,797.42	2,616.27	260.13	4,910.51	9,584.33

NOTA: Concreto f'c= 150 Kg/Cm<sup>2</sup>= \$ 1,058.30/M<sup>3</sup>

TABLA Nº 6.13- ANALISIS DE PRECIO UNITARIO DE LAS CAMPANAS EN PILAS

V O L U M E N E S							C O S T O S				TOTAL
∅ DIAMETRO FUSTE.	DIAMETRO CAMPANA	ALTURA CAMPANA	EXCAV. M3/PZA	ACERO VERT. TON/PZA	ACERO HORZ. TON/PZA	CONCRETO M3/PZA	EXCAV. COSTO/PZA	ACERO VERT. COSTO/PZA	ACERO HORZ. COSTO/PZA	CONCRETOS COSTO/PZA	COSTO DE CAMPANAS POR PZA.
0.60	0.90	0.30	0.19	0.006	0.001	0.19	529.72	71.35	11.31	216.49	828.87
0.70	1.05	0.35	0.28	0.011	0.001	0.28	556.39	130.81	11.31	319.04	1,017.55
0.80	1.20	0.40	0.39	0.012	0.005	0.39	598.45	142.71	56.55	444.38	1,241.09
0.90	1.35	0.45	0.54	0.018	0.005	0.54	628.50	214.06	56.55	615.29	1,514.40
1.00	1.50	0.50	0.71	0.025	0.007	0.71	690.38	297.30	79.17	808.99	1,875.84
1.10	1.65	0.55	0.91	0.053	0.008	0.91	767.97	392.44	90.48	1,036.88	2,287.77
1.20	1.80	0.60	1.15	0.048	0.008	1.15	865.24	570.82	90.48	1,310.34	2,836.83
1.30	1.95	0.65	1.43	0.059	0.010	1.43	983.25	701.64	113.10	1,629.38	3,427.37
1.40	2.10	0.70	1.74	0.077	0.011	1.74	1,071.74	915.69	124.41	1,982.61	4,094.45
1.50	2.25	0.75	2.11	0.090	0.014	2.11	1,168.20	1,070.29	158.34	2,404.19	4,801.02
1.60	2.40	0.80	2.51	0.112	0.015	2.51	1,273.34	1,331.92	169.65	2,859.97	5,634.88
1.70	2.55	0.85	2.96	0.136	0.017	2.96	1,387.94	1,617.33	192.27	3,372.71	6,570.25
1.80	2.70	0.90	3.46	0.162	0.019	3.46	1,512.85	1,926.53	214.89	3,942.43	7,596.70
1.90	2.85	0.95	4.03	0.190	0.021	4.03	1,649.01	2,259.51	237.51	4,614.69	8,760.72
2.00	3.00	1.00	4.64	0.220	0.023	4.64	1,797.42	2,616.27	260.13	5,286.96	9,960.78

NOTA: Concreto f'c= 200 Kg/Cm<sup>2</sup>= \$ 1,139.43/M<sup>3</sup>

TABLA N° 6.14- ANALISIS DE PRECIO UNITARIO DE LAS CAMPANAS EN PILAS

VOLUMENES							COSTOS				TOTAL
Ø DIAMETRO FUSTE.	DIAMETRO CAMPANA	ALTURA CAMPANA	EXCAV. M3/PZA	ACERO VERT. TON/PZA	ACERO HORZ. TON/PZA	CONCRETO M3/PZA	EXCAV. COSTO/PZA	ACERO VERT. COSTO/PZA	ACERO HORZ. COSTO/PZA	CONCRETOS COSTO/PZA	COSTO DE CAMPANAS POR PZA.
0.60	0.90	0.30	0.19	0.006	0.001	0.19	529.72	71.35	11.31	238.78	851.16
0.70	1.05	0.35	0.28	0.011	0.001	0.28	556.39	130.81	11.31	351.88	1,050.39
0.80	1.20	0.40	0.39	0.012	0.005	0.39	598.45	142.71	56.55	490.13	1,287.84
0.90	1.35	0.45	0.54	0.018	0.005	0.54	628.50	214.06	56.55	678.64	1,577.75
1.00	1.50	0.50	0.71	0.025	0.007	0.71	690.38	297.30	79.17	892.28	1,959.13
1.10	1.65	0.55	0.91	0.053	0.008	0.91	767.97	392.44	90.48	1,143.63	2,394.52
1.20	1.80	0.60	1.15	0.048	0.008	1.15	865.24	570.82	90.48	1,445.25	2,971.79
1.30	1.95	0.65	1.43	0.059	0.010	1.43	983.25	701.64	113.10	1,797.14	3,595.13
1.40	2.10	0.70	1.74	0.077	0.011	1.74	1,071.74	915.69	124.41	2,186.73	4,298.57
1.50	2.25	0.75	2.11	0.090	0.014	2.11	1,168.20	1,070.29	158.34	2,651.72	5,048.55
1.60	2.40	0.80	2.51	0.112	0.015	2.51	1,273.34	1,331.92	169.65	3,154.42	5,929.33
1.70	2.55	0.85	2.96	0.136	0.017	2.96	1,387.94	1,617.33	192.27	3,719.95	6,917.49
1.80	2.70	0.90	3.46	0.162	0.019	3.46	1,512.85	1,926.53	214.89	4,348.32	8,002.59
1.90	2.85	0.95	4.03	0.190	0.021	4.05	1,649.01	2,259.51	237.51	5,089.80	9,235.83
2.00	3.00	1.00	4.64	0.220	0.023	4.64	1,797.42	2,616.27	260.13	5,831.27	10,505.09

NOTA: Concreto f'c= 250 Kg/Cm<sup>2</sup>= \$ 1,256.74/M<sup>3</sup>

TABLA N° 6.15- ANALISIS DE PRECIO UNITARIO DE LAS CAMPANAS EN PILAS

V O L U M E N E S							C O S T O S				TOTAL
∅ DIAMETRO FUSTE,	DIAMETRO CAMPANA	ALTURA CAMPANA	EXCAV. M3/PZA	ACERO VERT. TON/PZA	ACERO HORZ. TON/PZA	CONCRETO M3/PZA	EXCAV. COSTO/PZA	ACERO VERT. COSTO/PZA	ACERO HORZ. COSTO/PZA	CONCRETOS COSTO/PZA	COSTO DE CAMPANAS POR PZA.
0.60	0.90	0.30	0.10	0.006	0.001	0.19	529.72	71.35	11.31	257.99	870.37
0.70	1.05	0.35	0.28	0.011	0.001	0.28	556.39	130.81	11.31	380.19	1,078.70
0.80	1.20	0.40	0.39	0.012	0.005	0.39	598.45	142.71	56.55	529.55	1,327.26
0.90	1.35	0.45	0.54	0.018	0.005	0.54	628.50	214.06	56.55	733.22	1,632.33
1.00	1.50	0.50	0.71	0.025	0.007	0.71	690.38	297.30	79.17	964.05	2,030.90
1.10	1.65	0.55	0.91	0.053	0.008	0.91	767.97	392.44	90.48	1,235.62	2,486.51
1.20	1.80	0.60	1.15	0.048	0.008	1.15	865.24	570.82	90.48	1,561.49	3,080.03
1.30	1.95	0.65	1.43	0.059	0.010	1.43	983.25	701.64	113.10	1,941.68	3,739.67
1.40	2.10	0.70	1.74	0.077	0.011	1.74	1,071.74	915.69	124.41	2,362.61	4,474.45
1.50	2.25	0.75	2.11	0.090	0.014	2.11	1,168.20	1,070.29	158.34	2,865.00	5,261.83
1.60	2.40	0.80	2.51	0.112	0.015	2.51	1,273.34	1,331.92	169.65	3,408.13	6,183.04
1.70	2.55	0.85	2.96	0.136	0.017	2.96	1,387.94	1,617.33	192.27	4,019.15	7,216.69
1.80	2.70	0.90	3.46	0.162	0.019	3.46	1,512.85	1,926.53	214.89	4,698.06	8,352.33
1.90	2.85	0.95	4.03	0.190	0.021	4.05	1,649.01	2,259.51	237.51	5,499.17	9,645.20
2.00	3.00	1.00	4.64	0.220	0.023	4.64	1,797.42	2,616.27	260.13	6,300.28	10,974.10

NOTA: Concreto F'c= 300 Kg/cm<sup>2</sup>= \$ 1,357.82/M<sup>3</sup>

TABLA N° 6.16- ANALISIS DE COSTO UNITARIO DE UN CILINDRO COLADO EN SECO

Ø CILINDRO EXTERIOR	V O L U M E N E S					C O S T O S					T O T A L
	EXCAV. M3/ML	ACEROS VERT. TON/ML	HORZ. M2/ML	CIMBRA M2/ML	CONCRETO M3/ML	EXCAV. COSTO/ML	ACEROS VERT. COSTO/ML	HORZ. COSTO/ML	CIMBRA COSTO/ML	CONCRETO COSTO/ML	COSTO CILINDRO POR/ML
4.00	6.28	0.14	0.18	20.10	8.06	7,227.02	1,664.90	2,035.83	16,042.01	10,129.32	37,099.08
4.50	15.90	0.16	0.20	23.24	9.29	18,297.72	1,902.74	2,262.03	18,548.07	11,675.11	52,685.67
5.00	19.64	0.20	0.23	26.39	10.56	22,601.71	2,378.43	2,601.33	21,062.12	13,271.17	61,914.76
6.00	28.27	0.23	0.28	32.67	13.06	32,533.12	2,735.19	3,166.84	26,074.25	16,413.02	80,922.42
7.00	34.48	0.27	0.32	38.95	15.58	44,282.78	3,210.88	3,619.25	31,086.38	19,580.01	101,779.30
8.00	50.27	0.32	0.38	45.24	18.10	57,850.72	3,805.72	4,297.86	36,106.50	22,746.99	124,807.79
9.00	63.62	0.36	0.42	51.52	20.61	73,213.90	4,281.17	4,750.26	41,118.63	25,901.40	149,265.37

NOTA: f'c= 250 Kg/Cm<sup>2</sup>= \$ 1,276.74/M<sup>3</sup>

TABLA N<sup>o</sup> 6.17- ANALISIS DE COSTO UNITARIO DE UN CILINDRO COLADO EN AGUA

∅ CILINDRO EXTERIOR	V O L U M E N E S					C O S T O S					T O T A L COSTO CILINDRO POR/ML
	EXCAV. M3/ML	ACEROS VERT. TON/ML	HORZ. M2/ML	CIMBRA M2/ML	CONCRETO M3/ML	EXCAV. COSTO/ML	ACEROS VERT. COSTO/ML	HORZ. COSTO/ML	CIMBRA COSTO/ML	CONCRETO COSTO/ML	
4.00	6.28	0.14	0.18	20.10	8.06	8,672.43	1,664.90	2,035.83	16,042.32	12,155.20	40,570.37
4.50	15.90	0.16	0.20	23.24	9.29	21,957.26	1,902.74	2,262.03	18,548.07	14,010.16	58,680.27
5.00	19.64	0.20	0.23	26.39	10.56	27,122.05	2,378.43	2,601.33	21,062.12	15,925.43	69,089.36
6.00	28.27	0.23	0.28	32.67	13.06	39,039.74	2,735.19	3,166.84	26,074.25	19,695.66	90,711.68
7.00	34.48	0.27	0.32	38.95	15.58	53,139.34	3,210.88	3,619.25	31,086.38	23,496.04	114,551.89
8.00	50.27	0.32	0.38	45.24	18.10	69,420.86	3,805.72	4,297.86	36,106.50	27,296.43	140,927.37
9.00	63.62	0.36	0.42	51.52	20.61	87,856.68	4,281.17	4,750.26	41,118.63	31,081.73	169,088.47

NOTA:  $f^c = 250 \text{ Kg/Cm}^2 = \$ 1,508.09/\text{M}^3$

TABLA N° 6.18- ANALISIS DE COSTO UNITARIO PARA LAS CUCHILLAS DE LOS CILINDROS, COLADO EN SECO.

∅ CILINDRO EXTERIOR	∅ CUCHILLA EXTERIOR	ALTURA DE CUCHILLA	EXCAV. M3/PZA	ACERO VERT. TON/PZA	ACERO HORZ. TON/PZA	CIMBRA M2/PZA	PLACAS DE ACERO 1/2" TON/PZA	CONCRETO M3/PZA	EXCAV. COSTO/PZA	ACERO VERT. COSTO/PZA	ACERO HORZ. COSTO/PZA	CIMBRA COSTO/PZA	PLACAS DE ACERO 1/2" COSTO/PZA	CONCRETO COSTO/PZA	COSTO DE CUCHILLA POR PZA
4.00	4.00	2.65	18.84	1.26	1.37	53.26	1.68	18.84	21,681.07	14,984.11	15,494.91	42,507.34	13,440.00	23,676.98	131,784.41
4.50	4.50	2.65	21.19	1.44	1.59	61.58	1.89	21.19	24,385.45	17,124.70	17,983.14	49,147.61	15,120.00	26,630.32	150,391.22
5.00	5.00	2.65	23.56	1.62	1.78	69.93	2.10	23.56	27,112.85	19,265.28	20,132.06	55,811.83	16,800.00	29,608.79	168,730.81
6.00	6.00	2.65	28.28	1.99	2.18	86.57	2.52	28.28	32,544.62	23,665.38	24,656.13	69,092.38	20,160.00	35,540.61	205,659.12
7.00	7.00	2.65	32.98	1.87	2.61	108.21	2.94	32.98	37,953.38	22,238.32	29,519.49	86,363.48	23,520.00	41,447.29	241,041.96
8.00	8.00	2.65	37.69	2.74	3.02	119.86	3.36	37.69	43,373.65	32,584.49	34,156.65	95,661.46	26,880.00	47,366.53	280,022.78
9.00	9.00	2.65	42.47	3.11	3.43	136.53	3.78	42.47	48,874.47	36,984.58	38,793.81	108,965.95	30,240.00	53,373.75	317,232.56

NOTA: Concreto f'c= 250 Kg/Cm<sup>2</sup>= \$ 1,256.74/M3.

## C A P I T U L O VI

## R E F E R E N C I A S

1. D.D.F. - TABULADOR DE PRECIOS UNITARIOS - MEXICO,  
D. F. 1979
  
2. S.A.H.O.P. - TABULADOR DE PRECIOS UNITARIOS -  
MEXICO, D. F. 1979

## CAPITULO VII

## CASOS ESPECIALES

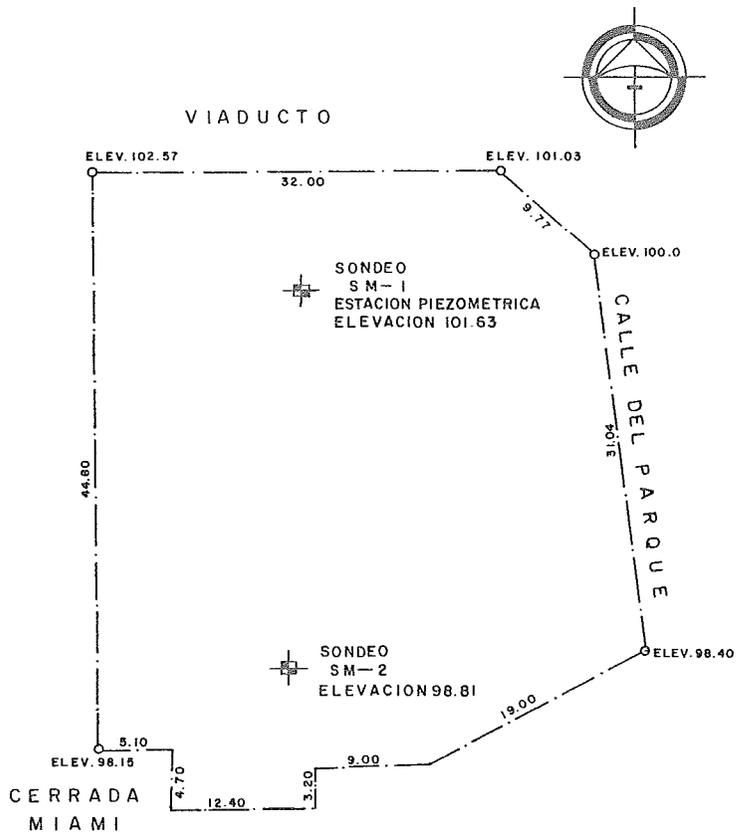
## VII.1 PILAS

Este primer caso se refiere a un edificio para oficinas de 11 niveles y una planta de acceso, el cual se localiza en la calle del Parque y Viaducto Miguel Alemán, en la Colonia Escandón, de esta ciudad. El área que ocupará el citado edificio se muestra en la figura N<sup>o</sup> 7.1 y es de 1,877 m<sup>2</sup>. (Ref. N<sup>o</sup> 1).

Con el fin de precisar la estratigrafía del subsuelo, así como su variación en el área de estudio, se ejecutaron 2 sondeos de exploración, localizados como se muestra en la figura N<sup>o</sup> 7.1 y señalados con SM-1 y SM-2, que fueron llevados hasta la profundidad de 25.0 m y 22.80 m, respectivamente. De estos sondeos se recuperaron muestras inalteradas de los estratos arcillosos blandos, empleando tubos de pared delgada (tubo shelby). Este muestreo se alternó con el muestreo alterado realizado con el método de penetración estándar, recuperando muestras alteradas y registrando simultáneamente el número de golpes necesarios para hincar el tubo muestreador. Las perforaciones efectuadas para los sondeos SM-1 y SM-2, fueron ampliadas en su diámetro inferior, para aprovecharlas en la instalación de piezómetros y registrar los niveles piezométricos actuales en los estratos permeables de más importancia.

## CONDICIONES ESTRATIGRAFICAS

En las figuras N<sup>o</sup>s. 7.2 y 7.3 se detallan las columnas estra



TESIS PROFESIONAL

LOCALIZACION DE SONDEOS

ENEP - ACATLAN

FIGURA N.º 7.1

tigráficas correspondientes a los sondeos efectuados en el área en estudio, en donde se consignan gráficamente los valores de la resistencia a la penetración estandar y la variación del contenido de agua natural (W%) con respecto a la profundidad.

En términos generales la estratigrafía determinada en el predio es uniforme, que de acuerdo a la zonificación del D. F., consignada en su reglamento de construcciones, corresponde a la zona II; la cual se describe brevemente enseguida:

Superficialmente se encuentra un estrato aproximado de 4.5 m de espesor formado de arenas, arcillas y arcillas arenosas de compacidad media y consistencia firme, su contenido de agua es de 25%. Dentro de este manto se detectó el nivel de aguas freáticas a una profundidad de 3.40 m. Bajo el manto superficial se detectaron limos de mediana plasticidad, con lentes de arena arcillosa de consistencia media a firme y con un contenido natural de agua en promedio del 60%. Este manto tiene un espesor promedio de 4.80 m.

Por debajo del estrato anterior se encuentra una capa formada por arenas finas poco limosas de compacidad suelta cuyo contenido natural de agua es del 25%.

Subyaciendo el estrato anterior se detectó un manto de 5.40 m de espesor constituido por arcillas de alta plasticidad y de consistencia muy blanda, muy compresibles y que se encuentran en proceso de consolidación, debido al bombeo producido en los estratos permeables subyacentes. El contenido natural de agua de esta formación es de un promedio del 175%.

Por último se detectó la capa dura a una profundidad media - del orden de 17.00 m, que está constituida por una arena de textura media y gruesa arcillosa, con 12%, en promedio, de gravas angulosas de tamaño máximo variable entre 1/2" y 1", muy compacta, su contenido natural de agua es del 20%.

#### ENSAYES DE LABORATORIO

Con las muestras obtenidas durante la exploración se efectuaron los ensayos de laboratorio requeridos tanto para precisar la clasificación de los distintos materiales como para determinar las propiedades mecánicas que interesa conocer para el análisis de las cimentaciones. Se efectuaron los ensayos que se enuncian a continuación:

##### 1. PRUEBAS INDICE Y DE CLASIFICACION

- Clasificación visual y al tacto en húmedo.
- Contenido natural de agua.
- Reclasificación visual y al tacto en seco.
- Análisis granulométrico, mediante cribado mecánico con mallas.
- Peso específico relativo de sólidos.

Los datos así obtenidos, sirvieron de base para elaborar las columnas estratigráficas de cada sondeo, figuras N<sup>os</sup>. 7.2 y 7.3, y - para seleccionar las muestras representativas de los estratos de mayor interés, con los cuales se efectuaron las restantes pruebas índice y los ensayos para determinar las propiedades mecánicas que se describen en el inciso siguiente:

## 2. PRUEBAS PARA DETERMINAR LAS PROPIEDADES MECANICAS.

- Resistencia a la compresión simple con un ciclo de carga y descarga previo a la etapa de falla. Con estas pruebas se determinó, además de su resistencia sin confinamiento, el módulo de elasticidad secante, el cual es indicativo de la deformabilidad que presentan estos suelos arcillosos por el efecto de la descarga que se provoca.

- Resistencia al esfuerzo cortante, determinada en pruebas de compresión triaxial, efectuadas en probetas sujetas a esfuerzos de confinamiento variables en el rango que se presentan las condiciones naturales y aquellas que impondrán las cimentaciones.

- Prueba de consolidación unidimensional con ciclo de histéresis.

De acuerdo a los ensayos de laboratorio efectuados y tomando en cuenta las condiciones estratigráficas determinadas, se concluye que para efectuar los análisis de los sistemas de cimentación posibles para la edificación en estudio, deberán usarse los valores de las propiedades del subsuelo que están consignados en la tabla N<sup>o</sup> 7.1, seleccionados de entre todos los resultados de laboratorio de manera que dentro de la seguridad, son representativos del comportamiento esperado de los distintos estratos del subsuelo.

## CIMENTACION

Por la compacidad media de los suelos y la elevada magnitud de las descargas, se elimina la posibilidad de usar una cimentación superficial eligiéndose como la más conveniente una de tipo profundo y con un diámetro de 0.90 m en el fuste y ampliación en su base de 2.0 m de diámetro.

## CAPACIDAD DE CARGA

Para el cálculo de la capacidad se aplicó el criterio de Meyerhof el cual está designado por la expresión 4.4.

$$q_c = C N_c + \frac{1}{2} D_f N_q$$

Que es la capacidad de carga a la falla. La capacidad admisible o de trabajo, se calculó afectándola con un factor de seguridad de 3.

El cálculo de capacidad de carga admisible substituyendo los valores resumidos en la tabla 7.1 para el estrato de interés es el siguiente:

$$C = 1.2 \text{ Ton/M}^2$$

$$\frac{1}{2} = 1.787 \text{ Ton/M}^3$$

$$\phi = 25^\circ$$

$$N_c = 60$$

$$D_f = 18.0 \text{ m}$$

$$N_q = 17.5$$

$$D = 1.4 \text{ m}$$

$$q_c = 1.2 (60) + 1.787 (18.00) (17.50) = 574.20 \text{ Ton/M}^2$$

TABLA No. 7.1 PROPIEDADES DE LOS SUELOS EMPLEADOS EN LOS ANALISIS DE CIMENTACION

ESTRATO	ESPESOR (M)	PESO VOLUMETRICO NATURAL (TON/M3)	COHESION C (TON/M2)	ANGULO DE FRICCION INTERNA $\phi$ (°)	PARAMETROS DE COMPRESIBILIDAD	MODULO DE ELASTICIDAD SECANTE (KG/CM2)
Arena media y fina arcillosa, y arcilla arenosa, de colores café amarillento - claro a oscuro y gris verdoso; de compactidad suelta a media y consistencia firme FC, MO, (SC, CL, CH).	4.60	1.787	3.50	12.00	- -	- -
Limo de mediana plasticidad con arena y arcilla en la parte superior del estrato de color café claro a gris verdoso - oscuro con fósiles de consistencia media a firme (MH).	5.50	1.526	4.57	20.23	40	38.78
Arena fina, limosa, negra (SM).	1.00	1.787	1.00	14.00	- -	200.00
Arcilla inorgánica de alta plasticidad - con poca arena en la parte superior del estrato, de color gris verdoso y café - rojizo oscuro amarillento de consistencia media. (FC, MO, CH).	5.50	1.323	4.44	0.00	34 43 37	20.87 89.84 98.63
Arena media y gruesa arcillosa con porcentajes variables de gravas y algunas lentes de arcilla arenosa, de color gris verdoso a café amarillento, cementada y muy compacta FC, MO, (SC)	no se detectó	1.787	1.20	25.00	- -	200.00

$$q_c = 574.20 \text{ Ton/M}^2$$

$$q_d = \frac{574.20}{3} \text{ Ton/M}^2 = 191.40 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_d = 191.40 \text{ Ton/M}^2$$

Considerando que el edificio tendrá un peso del orden de 1 - Ton/M<sup>2</sup> por nivel, se obtiene que el peso del edificio será de 11,876 Ton y considerando que cada columna estará apoyada sobre una pila, - fig. N<sup>o</sup> 7.4, la carga que se sostendrá por pila será de 395.86 Ton.

La presión de contacto por pila, tomando en cuenta la fricción negativa y el peso propio de la pila tendrá un valor de 183.90 Ton/M<sup>2</sup>, el cual es menor que la capacidad admisible.

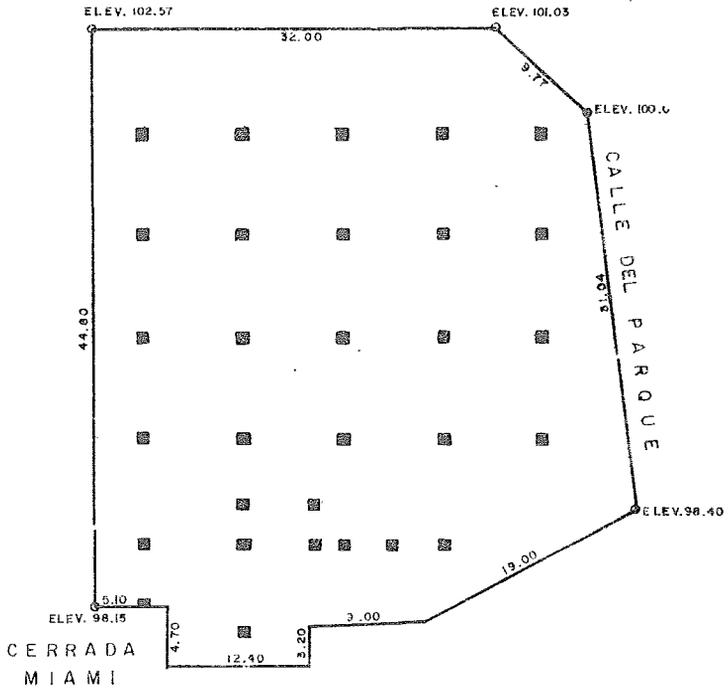
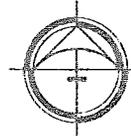
#### ASENTAMIENTOS

La magnitud de los asentamientos que experimentarán las pilas se evaluó por medio de las expresiones de la sección 4.1.2 y el incremento de presión a la profundidad de interés del desplante de la pila se obtuvo mediante la teoría de Froëlich, para el caso de un estrato de arena no estratificado, ref N<sup>o</sup> 7.2.

A grandes rasgos el procedimiento es el siguiente:

Se obtienen coordenadas de cada uno de los sitios en donde se localizarán las pilas, trazándose una cuadrícula con los ejes de las pilas. Una vez obtenidas las coordenadas se emplea el método de cálculo de la distribución de esfuerzos de Froelich, de la referencia 7.2, para el caso de un estrato de arena no estratificado.

VIADUCTO



TESIS PROFESIONAL

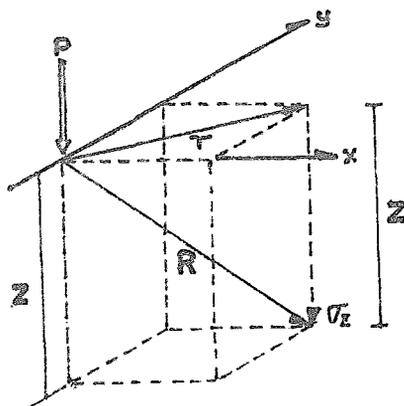
PLANTA TIPO DE ESTACIONAMIENTO

ENEP - ACATLAN

FIG J R A N° 7.4

Dicho cálculo se realiza con un programa de computadora TI-59 y en el cual, ya teniendo las coordenadas de cada pila, la profundidad de interés y los puntos bajo los cuales se requiere conocer el incremento de presión, hace un barrido del punto de interés a cada pila para obtener la influencia que ejerce cada pila, sobre el punto en el cual se desea conocer el incremento de presión; es decir que para una carga puntual aplicada en el origen de coordenadas, el incremento de esfuerzos verticales bajo la vertical del punto de interés será: (fig. 7.4.1).

$$\sigma_z = \frac{Q}{2z^3} \left\{ \frac{x}{2\pi} \left[ \frac{1}{1 + \left(\frac{R}{z}\right)^2} \right] \frac{x + z}{z} \right\} \dots\dots\dots (7.1)$$



Esta fórmula es el desarrollo de presentación dentro del programa, aplicándose para cada punto de descarga (localización de cada pila).

La expresión 7.2 da la magnitud del incremento de esfuerzo del conjunto de pilas.

FIG. N° 7.4.1

$$\sigma_z = \frac{Q}{2z^3} \sum_{n=1}^k I_{fh} \dots\dots\dots (7.2)$$

En donde:

K es el número total de pilas

$I_{fh}$  es el coeficiente de influencia que se expresa como:

$$I_{fh} = \frac{K}{2K} \left[ \frac{1}{1 + \left(\frac{R}{Z}\right)^2} \right] \frac{K+2}{2} \dots\dots\dots (7.3)$$

Este procedimiento solo se utiliza cuando la descarga de todas las pilas es la misma.

Para este caso el asentamiento de las pilas será tolerable, ya que será del orden de 2.89 cm al centro del edificio y a las orillas de 1.13 cm, que se estima se producirán durante el proceso de la construcción de la superestructura.

## VII.2 CILINDROS

El otro caso particular se trata de un puente en el cruce -- del Río Lerma con el camino San Luis de la Paz-Manzanillo (Puente -- Briseñas) Ref. N<sup>o</sup> 7.3; que se localiza en el Km 0+345.00 del entronque estación Patti-Briseñas, con origen local en la margen derecha - del río.

El puente en proyecto será de dos carriles y estará formado por varios claros.

El tránsito del camino actualmente se efectúa por un puente localizado a 11.28 m aguas abajo del cruce, formado por una superestructura de acero que tiene tres claros, uno central de 60 m y 2 laterales de 12 m cada uno.

De acuerdo con el anteproyecto estructural, la sub-estructura del puente estará formada por caballetes y cilindros colados en el lugar.

### ESTRATIGRAFIA

Para conocer la estratigrafía y las propiedades mecánicas -- del sitio en estudio, se programaron una serie de cuatro sondeos mixtos SM-1 al SM-4, de penetración estandar en suelos, auxiliados por rotación, 2 en cada una de las márgenes del cauce.

La profundidad explorada varió entre 17.55 y 20.40 m según - se muestra en los siguientes datos de campo.

SONDEO N <sup>o</sup> SM	LOCALIZACION KM	ELEVACION (M)	PROFUNDIDAD (m) N.A.F. EXPLORADA	
1	0+308.57	1,527.21	4.10	17.55
2	0+318.57	1,525.51	3.10	18.50
3	0+380.00	1,526.47	----	19.65
4	0+390.00	1,527.18	4.00	20.40

Las muestras obtenidas con el penetrómetro permitieron estimar empíricamente la compacidad de los suelos granulares y arenosos y la consistencia de los cohesivos. En el campo se llevó un registro del número de golpes para avanzar 30 cm con el muestreador. En la figura N<sup>o</sup> 7.5 se muestra el perfil estratigráfico del subsuelo, - la variación del número de golpes y el porcentaje de muestras recuperadas.

De acuerdo con las características de los suelos y teniendo en cuenta el muestreo de la exploración, a las muestras recuperadas en los cuatro sondeos se les efectuaron en el laboratorio los siguientes ensayos.

- a) Contenido natural de agua.
- b) Límites de plasticidad.
- c) Granulometrías.
- d) Peso específico relativo de sólidos.

En general la zona está formada por un estrato superficial - de arcilla de media a alta plasticidad, con baja resistencia y compresible; subyaciendo a éste se tienen arenas y limos más resistentes y poco compresibles, como se puede apreciar en el perfil estratigráfico de la figura N<sup>o</sup> 7.5.

## DATOS HIDRAULICOS Y DE SOCAVACION

El gasto promedio obtenido para el cauce fué de  $977 \text{ m}^3/\text{seg.}$  y se velocidad media de  $1.62 \text{ m/seg.}$  para un N.A.M.E. con elevación de  $1,529.80 \text{ m}$ , el cual se tomó como de diseño.

La frecuencia de las crecientes máximas extraordinarias es - de 4 a 5 años, con duración de 72 horas.

El análisis de socavación se hizo para un puente con la longitud del orden de la del existente y con las mismas dimensiones de sus claros.

De este análisis se obtuvo que la socavación total sería de  $5.55 \text{ m}$  en el centro del cauce y de  $1.70 \text{ m}$  en el cauce de avenidas.

## CIMENTACION

Teniendo en cuenta las características mecánicas de los suelos así como los datos del estudio topohidráulico y la profundidad de socavación se considera adecuado emplear cimentación con cilindros de concreto armado de  $4.5 \text{ m}$  de diámetro (fig. N° 7.6); debido a que el claro central será grande y transmitirá al terreno cargas elevadas.

El desplante de los cilindros en la margen derecha se hizo en las elevaciones  $1,514.00$  y  $1,515.00$  para los alrededores de los sondeos 3 y 4 respectivamente.

## CAPACIDAD DE CARGA

La estimación de la capacidad de carga admisible se realizó para cada uno de los materiales encontrados en cada margen. En sue los fricciones se calculó con la teoría de Terzaghi y en cohesivos con Skempton; aplicando en ambos casos un factor de seguridad de 3.

En la margen derecha del río se localizó un material limoso de baja compresibilidad, el cual se consideró cohesivo.

Por lo consiguiente el criterio utilizado fué el de Skempton y la expresión a utilizarse fué la (4.1).

$$q_a = \frac{CNc}{F.S} + \gamma D_f$$

Datos:

$$C = 22 \text{ Ton/M}^2$$

$$\gamma = 0.7 \text{ Ton/M}^3 \text{ (en promedio)}$$

$$B = 4.5 \text{ m (diámetro del cilindro)}$$

$$D_f = 2.1 \text{ m}$$

D.- Es la profundidad que penetra en el estrato resistente, empleando la relación D/B para obtener el factor de Capacidad de Carga Nc, tenemos:

$$D/B = \frac{2.1}{4.5} = 6.47$$

Valor con que entramos en la gráfica de la figura N<sup>o</sup> 4.1 del capítulo 4, obteniendo el N<sub>c</sub> igual a 7.

Sustituyendo estos datos en la fórmula se tiene

$$q_a = \frac{22 \times (7)}{3} + 0.7 \times 10 = 51.3 + 7.0 = 58.3 \text{ Ton/M}^2$$

Margen izquierda; sondeo N<sup>o</sup> 3.- se considera que el material es de comportamiento friccionante, con lo cual se puede emplear la expresión 4.20.

$$q_a = \frac{1}{3} D_f N_q + 0.6 \frac{1}{3} r N_\gamma$$

Datos:

$$\phi = 34^\circ$$

$$\frac{1}{3} = 0.6 \text{ Ton/M}^3$$

$$D_f = 10.5 \text{ M}$$

$$r = 2.25 \text{ m}$$

Los factores de capacidad de carga obtenidos en la figura N<sup>o</sup> 4.4, son basados en el ángulo de fricción interna ( $\phi = 34^\circ$ ), de donde

$$N_q = 30 \text{ y } N_\gamma = 35$$

Sustituyendo estos valores en la fórmula obtenemos:

$$q_f = 0.6 \times 10.5 \times 30 + 0.6 \times 0.6 \times 2.25 \times 35$$

$$q_f = 217 \text{ Ton/M}^2$$

$$q_a = \frac{217}{3} = 72 \text{ Ton/M}^2$$

Para efectos de diseño, la capacidad de carga obtenida en la margen derecha, será la que se tome, por ser la más baja. De esta manera la capacidad de trabajo en la parte superior del cilindro será:

$$Q = q_a A$$

$$Q = 58 \times \frac{(4.5)^2}{4} = 927 \text{ Ton}$$

En este caso se ha considerado que el problema de asentamientos diferenciales no existirá por lo que no se requiere llevar a cabo un análisis de los mismos.

Por otra parte se omite el efectuar un análisis de la capacidad de trabajo del cilindro considerando la resistencia del concreto y el acero, ya que ésta, obviamente es muy superior a la capacidad con que trabajara el cilindro normalmente en su parte superior.

En lo que se refiere al diseño estructural de los cilindros en la figura N° 4.7, se pueden observar los detalles del armado, tanto del cuerpo como de la cuchilla y obtenerse por metro lineal y, haciendo uso de las tablas del capítulo 6, estimarse aproximadamente el costo de cada cilindro construido para este puente.

## C A P I T U L O VII

## R E F E R E N C I A S

- 7.1). GEOSISTEMAS, S. A. "ESTUDIO DEL SUBSUELO EN CALLE DEL PARQUE Y VIADUCTO MIGUEL ALEMAN" - MEXICO, D. F. 1979.
- 7.2). MORENO A. HECTOR.- "HISTORIA DE ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACION EN UNA SERIE DE ESTRATOS HETEROGENEOS" - TESIS PROFESIONAL UNAM - MEXICO, D.F. 1979.
- 7.3). S.A.H.O.P. - ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS "CRUCE RIO LERMA" (PUENTE BRISEÑAS). MEXICO, D. F. 1975.
- 7.4). S.A.H.O.P. - PLANO ESTRUCTURAL DE UN CILINDRO TIPO DE CIMENTACION EN PUENTES - MEXICO, D. F. 1974.

## CAPITULO VII

## CONCLUSIONES

De acuerdo con los conceptos expuestos en los capítulos anteriores se pueden establecer las siguientes conclusiones:

1. Las cimentaciones a base de pilas son una extensión vertical de las cimentaciones a base de zapatas aisladas, que resulta conveniente hacer, en función de la profundidad del estrato de apoyo, - la capacidad de carga del mismo y la disponibilidad de equipo y diámetro del cimientto.

2. Dada la gran resistencia estructural que poseen, se recomiendan para casos en que se requieran transferir grandes cargas concentradas al estrato de apoyo.

3. Es recomendable el uso de pilas cuando se presenten estratos compresibles de espesor medio, suprayaciendo a formaciones resistentes capaces de soportar las cargas impuestas por la estructura.

4. En función de la rapidez de ejecución de un sistema de cimentación a base de pilas, éste resulta preferente a otro sistema alternativo, pilotes ó zapatas, cuando el factor tiempo es determinante.

5. El uso de cilindros de cimentación se recomienda como alternativa de primera elección cuando: