



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CENTRO DE INVESTIGACIÓN Y
DESARROLLO DE EDUCACIÓN EN LÍNEA
(CIDEL)

APUNTES GENERALES

CURSO
DISEÑO DE CIMENTACIONES

CV123

DEL 28 DE NOVIEMBRE AL 02 DE DICIEMBRE DEL 2005

Instructor:
Dr. Rigoberto Rivera Constantino
Ing. Raúl Verduzco Murillo
Ing. Juan J. Camarena H.

COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD

COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD



CIMENTACIONES PARA ESTRUCTURAS DE LÍNEAS DE TRANSMISIÓN

ESPECIFICACIÓN
CFE JA100-64

MARZO 2005
REVISA Y SUSTITUYE A LA
EDICIÓN DE AGOSTO 2002

MÉXICO

P R E F A C I O

Esta **especificación** ha sido elaborada de acuerdo con las Bases Generales para la Normalización en CFE. La propuesta de revisión fue preparada por la **Coordinación de Proyectos de Transmisión y Transformación**.

Participaron en la elaboración de la presente **especificación** las áreas siguientes:

COORDINACIÓN DE PROYECTOS DE TRANSMISIÓN Y TRANSFORMACIÓN

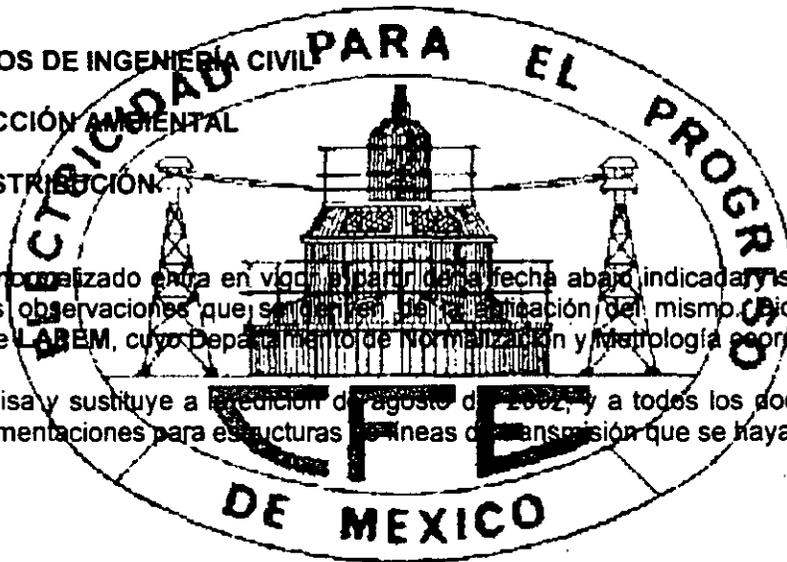
GERENCIA DE ABASTECIMIENTOS

GERENCIA DE LAPEM

GERENCIA DE ESTUDIOS DE INGENIERÍA CIVIL

GERENCIA DE PROTECCIÓN AMBIENTAL

SUBDIRECCIÓN DE DISTRIBUCIÓN



El presente documento normalizado entra en vigor a partir de la fecha abajo indicada y será actualizado y revisado tomando como base las observaciones que se den en la especificación del mismo. Dichas observaciones deben enviarse a la Gerencia de **LAPEM**, cuyo Departamento de Normalización y Metrología coordinará la revisión:

Esta **especificación** revisa y sustituye a la edición de agosto de 2002, y a todos los documentos normalizados de CFE relacionados con cimentaciones para estructuras de líneas de transmisión que se hayan publicado.

AUTORIZO:

Julián Adame Miranda
JULIÁN ADAME MIRANDA
SUBDIRECTOR TÉCNICO

NOTA: Entra en vigor a partir de: 050318

020802	Rev	050304																	
--------	-----	--------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

1 OBJETIVO

Esta especificación define los lineamientos técnicos y de calidad mínimos que deben cumplirse en el análisis, diseño y construcción de las cimentaciones para estructuras de líneas de transmisión que adquiere la CFE

2 CAMPO DE APLICACIÓN

Se incluyen los trabajos de análisis, diseño y presentación de información técnica a CFE, para la revisión de las cimentaciones de las estructuras de líneas de transmisión.

3 NORMAS QUE APLICAN

NOM-008-SCFI-2002; Sistema General de Unidades de Medida

NMX-H-074-SCFI-1996, Industria Siderúrgica-Productos de Hierro y Acero Recubiertos con Zinc (Galvanizados por Inmersión en Caliente)-Especificaciones y Métodos de Prueba.

CFE 10000-63-1996; Estudio Geológico para la Ubicación de una Línea de Transmisión.

CFE C0000-37-1999, Prueba de Compactación Próctor.

CFE C0000-42-2001, Anclas de Fricción para Cimentación.

CFE C0000-43-2001; Estudios geotécnicos para estructuras de líneas de transmisión.

CFE D3500-01-2004, Selección y Aplicación de Recubrimientos Anticorrosivos.

CFE D8500-02-2004, Recubrimientos Anticorrosivos.

CFE D8CME-07-1998, Protección Anticorrosivo para Cimentación de Estructuras Autosoportadas de Líneas de Transmisión.

CFE J1000-50-2002, Torres para Líneas de Subtransmisión y Transmisión

CFE J6100-54-2002, Postes Metálicos para Líneas de Transmisión y Subtransmisión.

NOTA: En caso de que los documentos anteriores sean revisados o modificados deben tomarse en cuenta la edición en vigor o la última en la fecha de apertura de las propuestas de la licitación, salvo que la CFE indique otra cosa.

4 DEFINICIONES

4.1 Cimentaciones Superficiales

Este tipo de cimentaciones son zapatas, losas de cimentación, muertos de anclaje, retenidas o cimentaciones ancladas.

4.2 Cimentaciones Profundas

Este tipo de cimentaciones son pilas o pilotes.

4.3 Cimentaciones Especiales

Este tipo de cimentaciones incluye la combinación de cimentaciones mencionadas en los incisos 4.1 y 4.2, o sistemas de cimentación diferentes a los definidos en esta especificación, previamente aceptados por CFE.

5 CARACTERÍSTICAS Y CONDICIONES GENERALES

5.1 Consideraciones de Análisis

En el caso de torres, los dados o fustes de las cimentaciones deben sobresalir una longitud mínima de 30 cm del nivel del terreno en zonas no inundables y la misma longitud por arriba del NAME en zonas susceptibles de inundación; para postes, esta longitud debe ser de 1 m.

Se deben diseñar cimentaciones para todos los tipos de estructuras de acuerdo al estudio geotécnico, el cual debe realizarse conforme a las especificaciones CFE C0000-42, C0000-43, y 10000-63.

En ningún caso se deben desplantar estructuras sobre suelo orgánico, desechos y rellenos no controlados. Los cimientos deben ser desplantados en rellenos estructurales o controlados, siempre y cuando éstos cumplan con las características indicadas en el Apéndice A, para materiales obtenidos del sitio o de bancos de materiales, colocándolo en capas no mayores de 30 cm y compactándolas al 95 % de su peso volumétrico seco máximo de acuerdo con la especificación CFE C0000-37.

Para el caso de sitios susceptibles a la erosión o socavación, la profundidad mínima de desplante se debe considerar a partir del nivel máximo de socavación en la zona, verificando que en estas condiciones la cimentación es estable y cumple con los estados límite indicados en los capítulos 6 y 7 de esta especificación.

El nivel máximo de socavación se determina considerando el nivel dado por la Comisión Nacional del Agua, el obtenido por una batimetría o el calculado mediante los métodos definidos en el Manual de Diseño de Obras Civiles(*), Sección A; de cualquiera de estos valores se debe aplicar el que resulte como el máximo nivel de socavación.

NOTA: (*) Para cada estructura deben diseñarse cimentaciones para todos los niveles y extensiones, de acuerdo a la ubicación del nivel freático durante la vida útil de la línea para las siguientes condiciones:

- a) Suelo sumergido (nivel freático superficial).
- b) Suelo húmedo (nivel freático abajo de la profundidad de desplante).

020802	Rev	050304								
--------	-----	--------	--	--	--	--	--	--	--	--

La profundidad mínima de desplante debe ser:

- 0,10 m para cimentaciones ancladas en roca (de acuerdo a la especificación CFE C0000-42),
- 2,00 m para zapatas en suelo,
- 3,00 m para muertos de anclaje y pilas
- 5,00 m para pilotes

6 CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Para el análisis se deben emplear los elementos mecánicos más desfavorables que la superestructura transmite a la cimentación, afectados por el factor de carga correspondiente a cada combinación de cargas analizada; conforme a las especificaciones CFE J1000-50 y CFE J6100-54

Para la revisión de los estados limite de falla de la cimentación, se debe utilizar un factor de carga adicional de $F_c=1,1$, en las expresiones donde aparezca, salvo se indique otro valor.

6.1 Estados Limite de Falla en Cimentaciones Superficiales

6.1.1 Capacidad de carga

En todos los casos, la cimentación debe cumplir con la desigualdad indicada a continuación:

$$\frac{\sum Q \cdot F_c}{A} \leq q_R$$

Donde:

$\sum Q F_c$ suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación de cargas considerada, afectada de su respectivo factor de carga, en kPa.

A Área efectiva del cimiento, reducida por excentricidades de carga.

q_R Capacidad de carga resistente del suelo o roca obtenida del estudio geotécnico, realizado conforme a la especificación CFE C0000-43, utilizando un factor de reducción, F_R , de:

0,7 cuando los parámetros de diseño del material sean los obtenidos utilizando pruebas puntuales del sitio de cimentación mediante ensayos triaxiales.

0,5 cuando la resistencia del material se obtenga de correlaciones con pruebas de campo y éstas se hayan verificado con pruebas de laboratorio con materiales del sitio determinando propiedades mecánicas

0,35 cuando la resistencia del material se obtenga de correlaciones con pruebas de campo.

6.1.2 Volteo

Debe cumplirse:

$$\frac{M_r}{M_v} > 1,0$$

Donde:

M_r = Momento resistente, producido por las fuerzas que se oponen al volteo aplicadas a la cimentación, respecto al borde de la zapata o losa.

M_v = Momento de volteo, producido por las fuerzas que ocasionan el volteo de la cimentación, respecto al mismo borde.

Las fuerzas resistentes por la masa del relleno se deben calcular considerando los pesos volumétricos que se indican en el estudio geotécnico para las dos siguientes condiciones que imperen durante su vida útil:

- a) Suelo sumergido (nivel freático superficial, por arriba del desplante de la cimentación).
- b) Suelo húmedo (nivel freático abajo de la profundidad de desplante).

La masa del relleno actuante sobre las cimentaciones es producto del peso volumétrico efectivo del suelo que gravite directamente sobre ésta, más el producto del peso volumétrico efectivo del concreto de la cimentación.

6.1.3 Arrancamiento

Debe cumplirse:

$$F_c T < P$$

Donde:

P = Suma de fuerzas verticales resistentes al arrancamiento de la cimentación. Incluye el peso efectivo del relleno que gravita sobre la cimentación y su peso propio efectivo multiplicada por 0,9 (kN).

$F_c T$ = Fuerza de tensión vertical máxima transmitida por la estructura (kN), multiplicada por un factor de carga igual a 1,5 para este caso.

Las fuerzas resistentes por el peso del relleno se deben calcular considerando los pesos volumétricos que se indican en el estudio geotécnico para las dos siguientes condiciones que imperen durante su vida útil:

- a) Suelo sumergido (nivel freático superficial).
- b) Suelo húmedo (nivel freático abajo de la profundidad de desplante).

En el caso de zapatas, para esta revisión se deben considerar que las fuerzas resistentes al arrancamiento, son los pesos efectivos propios de la zapata, más el relleno que forma una pirámide truncada que se extiende sobre el nivel superior del concreto de la zapata hasta el nivel de terreno natural con un ángulo β , respecto a la vertical, conforme a la tabla 1.

020802	Rev	050304							
--------	-----	--------	--	--	--	--	--	--	--

TABLA 1 - Valores del ángulo de arrancamiento β

Condiciones de colado	Tipo de suelo	β (grados)
Con cimbra	Aluvial y arcilla blanda	0
	Arcilla medianamente compacta a dura	15
	Arena	10
	Grava	15
Contacto con las paredes de la excavación	Aluvial y arcilla blanda	0
	Arcilla medianamente compacta a dura	20
	Arena	15
	Grava	20

6.1.4 Deslizamiento

Debe cumplirse

$$F_D < D_R F_R$$

Donde

$D_R F_R$ = Suma de fuerzas resistentes en el contacto cimentación-suelo, multiplicadas por su factor de reducción (kN).

F_D = Resultante de las fuerzas horizontales transmitidas por la estructura (kN).

6.1.5 Muertos de anclaje

El diseño de muertos para el anclaje de torres se debe hacer en la forma indicada en la figura 1.

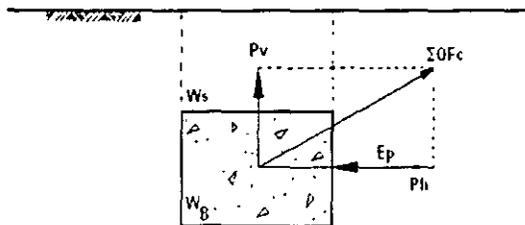


FIGURA 1 - Diseño de muertos de concreto

ΣQ_{Fc} = Combinación de cargas más desfavorables en cuanto a fuerzas de extracción, afectadas con sus correspondientes factores de carga.

P_v, P_h = Componentes verticales y horizontales respectivamente de la resultante de las fuerzas de extracción.

W_t = Peso del suelo W_s más el peso del concreto W_b

Se debe emplear el peso volumétrico total arriba de la posición más alta previsible del nivel freático y el peso volumétrico sumergido abajo de la misma.

E_p = Empuje pasivo sobre la cara lateral del bloque de concreto.

Deben cumplirse las tres condiciones siguientes:

$$P_v < 0,7 W_t$$

$$P_v < W_b$$

$$P_h < 0,7 E_p$$

Para otro tipo de retenidas, ésta se debe analizar de acuerdo con la geometría propuesta.

6.2 Estados Limite de Servicio en Cimentaciones Superficiales

Para el análisis de asentamientos se deben emplear las condiciones de carga más desfavorables conforme a las especificaciones CFE J1000-50 y J6100-54, junto con el modelo estratigráfico determinado para cada zona geotécnica, con base en la especificación CFE C0000-43.

Para cumplir con los estados limite de servicio, se debe verificar que:

- a) Los asentamientos totales simultáneos de las zapatas son menores de 5 cm.
- b) Los asentamientos diferenciales son menores que los señalados enseguida:
 - entre zapatas: 5 cm.

En el análisis de desplazamientos verticales se deben considerar las deformaciones de los estratos de acuerdo con su comportamiento mecánico. En cada caso se deben determinar los desplazamientos inmediatos y diferidos debajo de la cimentación.

En el caso de desplazamientos inmediatos, se deben utilizar expresiones que consideren la distribución del incremento de esfuerzos en la masa de suelo junto con sus propiedades de deformabilidad elástica de cada estrato. Para desplazamientos diferidos, se deben determinar éstos con base en las curvas de compresibilidad de los materiales susceptibles a consolidarse (suelos finos saturados).

020802	Rev	050304								
--------	-----	--------	--	--	--	--	--	--	--	--

7 CIMENTACIONES PROFUNDAS

7.1 Estados Limite de Falla en Cimentaciones Profundas

Se deben diseñar cimentaciones profundas para suelos predominantemente cohesivos o predominantemente friccionantes, de acuerdo con el perfil estratigráfico definido en el estudio geotécnico correspondiente.

En el caso de suelos estratificados, se deben definir los parámetros geotécnicos de cada estrato, pero en ningún caso un estrato debe considerarse como cohesivo-friccionante

7.1.1 Capacidad de carga

7.1.1.1 Revisión por compresión

Deben cumplirse los siguientes requisitos:

$$Q_{max}F_C < R$$

Donde:

R = Capacidad de carga resistente de elemento, evaluada con:

$$R = \sum Q_{fi}F_{Ri} + Q_pF_R$$

En donde:

$\sum Q_i$ Sumatoria de capacidad de carga por fuste de cada estrato "i", en kN.

F_R Factor de reducción de resistencia especificado en el inciso 6.1.1.

i Estrato de referencia.

Q_p Capacidad de carga por punta, en kN.

$Q_{max}F_C$ Carga actuante máxima de compresión aplicada en la cabeza de la pila o pilote, debido a las cargas de la estructura más su peso propio, multiplicada por su factor de carga correspondiente (kN). En el caso de pilas o pilotes sometidas a fricción negativa, ésta se sumará a la carga actuante.

7.1.1.2 Revisión por tensión

La pila o pilote más desfavorable debe cumplir con lo siguiente:

$$T_{max}F_C < \sum Q_{fi}F_{Ri}$$

Donde:

$T_{max}F_C$ = Tensión máxima aplicada a la pila o pilote debido a las cargas de la estructura, menos su peso propio efectivo y el peso del suelo que gravite sobre la campana, en caso de presentarse esta, en kN, multiplicada por un factor de carga igual a 1,5 para este caso.

$\sum Q_{fi}F_{Ri}$ Se calcula con base en lo indicado en la sección 7.1.1.1.

7.1.1.3 Capacidad de carga lateral

La capacidad de carga lateral en pilas o pilotes puede evaluarse por alguno de los siguientes métodos:

- a) Criterio de falla basado en la resistencia al esfuerzo cortante de cada estrato de suelo.
- b) Interacción suelo-estructura considerando módulos de reacción variable en cada estrato.
- c) Curvas P-Y.
- d) Elemento finito.

La pila o pilote más desfavorable debe cumplir con el siguiente requisito:

$$Q_{hmax} < Q_{Rh}F_R$$

Donde:

Q_{hmax} = Carga horizontal máxima aplicada al pilote o pila debida a las cargas externas en kN, resulta del análisis de la estructura.

$Q_{Rh}F_R$ = Capacidad de carga lateral del pilote o pila, calculada a partir de las propiedades de resistencia del suelo, en kN, multiplicada por su factor de reducción correspondiente.

7.2 Estados Limite de Servicio en Cimentaciones Profundas

Para el análisis de asentamientos se deben emplear las condiciones de carga más desfavorables conforme a las especificaciones CFE J1000-50 y CFE J6100-54, junto con el modelo estratigráfico determinado para el sitio, con base en la especificación CFE C0000-43. Para cumplir con los estados limite de servicio, se debe verificar que:

- a) Los asentamientos totales son menores de 5 cm.
- b) Para el caso de las torres de transmisión, los asentamientos diferenciales son menores de 2 cm entre patas de torres.

020802	Rev	050304								
--------	-----	--------	--	--	--	--	--	--	--	--

En el cálculo de asentamientos, se deben considerar las propiedades de deformabilidad (inmediatos o diferidos según sea el caso), junto con la distribución de los incrementos de esfuerzos en la masa de suelo correspondientes a la profundidad y separación de los pilotes o pilas.

7.3 Consideraciones Adicionales

La separación mínima entre pilotes o entre pilas debe ser de 3 veces su diámetro centro a centro.

Las cimentaciones profundas deben diseñarse para satisfacer los requisitos de estabilidad y funcionalidad.

En el caso de pilotes las cuatro patas de la torre deben quedar conectadas con traveses de liga; además debe utilizarse un método de análisis tridimensional que tome en cuenta la distribución y propiedades de los diversos elementos que constituyan la estructura de cimentación como son pilas o pilotes, traveses de liga, cabezales, dados y suelo. El análisis se debe realizar en conjunto, tomando las cargas a tensión, compresión y horizontales en los elementos correspondientes.

Los cabezales deben tener un peralte mínimo de 70 cm y los dados la longitud necesaria para ahogar la pata de la torre de acuerdo al diseño estructural; estos últimos deben sobresalir 30 cm del NAME o del cabezal (el que resulte mayor).

En el caso de sitios donde se presente fricción negativa, se deben considerar sus efectos sobre los cimientos, tales como son el incremento de las solicitaciones sobre éstos, y su reducción de capacidad de carga, en función de los resultados del estudio geotécnico.

8 CIMENTACIONES EN CAUCES Y LLANURAS DE INUNDACIÓN

Para el caso de cauces de ríos y arroyos, deben desplantarse debajo de la profundidad máxima de socavación en la zona, y considerar que en estas condiciones la cimentación debe ser estable y cumplir con los estados límite especificados en éste capítulo.

En el análisis deben considerarse los siguientes efectos:

- socavación, asociada a un periodo de retorno de 50 años,
- impacto sobre la cimentación de 1 tonelada en el elemento de apoyo,
- fuerzas de empuje sobre las cimentaciones producidas por la corriente de agua y los elementos que arrastra ésta.

El nivel tope de concreto de las cimentaciones debe sobresalir como mínimo 1,00 m del NAME (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias) y las pilas y los cabezales de los pilotes deben estar unidos con traveses de liga. El lecho inferior de las traveses de liga debe quedar siempre por arriba del NAME.

9 CASOS ESPECIALES

Debe ser necesario una cimentación especial, para los casos en que dependiendo de las condiciones del terreno y del tipo de solicitaciones, se deben considerar otros mecanismos posibles de falla, tales como: falla por licuación en arenas finas y/o limos no plásticos de compacidad suelta y en condiciones sumergidas, susceptibles de presentar pérdida total o parcial de resistencia por licuación, o deformaciones volumétricas excesivas bajo acciones dinámicas.

También deben tomarse en consideración los casos de suelos susceptibles de cambios volumétricos importantes por efectos físico-químicos, como sucede con los suelos expansivos, y aquellos que presentan desplazamientos súbitos cuando al encontrarse en estado de compacidad suelta a media varia su contenido de agua o pasa de estar parcialmente saturado a sumergido, como ocurre con los suelos colapsables, de acuerdo a la especificación CFE C000-43.

- En caso de requerirse protecciones especiales para cimentaciones de las estructuras, que no estén contempladas en este documento, deben someterse a revisión para aprobación por parte de Comisión.

10 DISEÑO ESTRUCTURAL

Se hace por el método de resistencia última aplicando un factor de carga adicional de 1,1 a los elementos mecánicos ya factorizados, obtenidos del análisis de la superestructura.

Las pilas deben ser coladas en sitio y los pilotes pueden ser colados en sitio o precolados. El diseño estructural de las cimentaciones profundas comprende las pilas o pilotes, traveses de liga, cabezales y dados de empotramiento de las patas, todos de concreto reforzado, para lo cual se deben seguir los lineamientos del documento de referencia [1], del capítulo 14 de esta especificación en su última edición vigente.

El porcentaje de acero de refuerzo no debe ser menor a 0,005 Ag. Tanto las pilas como los pilotes deben diseñarse como columnas y resistir sin sufrir daños lo siguiente:

- a) Compresión bajo cargas verticales.
- b) Tensión debida a fuerzas de subpresión, bufoamiento del suelo, fuerzas externas y las obtenidas del análisis de la estructura.
- c) Fuerzas horizontales que ocasionen flexión y esfuerzos cortantes (fuerzas horizontales que transmite la superestructura, y presiones hidrodinámicas en corrientes de agua).
- d) Fuerzas excéntricas que provoquen flexión.
- e) Momentos flexionantes por curvatura.

020802	Rev	050304								
--------	-----	--------	--	--	--	--	--	--	--	--

13.2 Estudio Geotécnico

Este estudio debe realizarse conforme a la especificación CFE C0000-43 y es pre-requisito para los diseños de las cimentaciones. Los diseños de las cimentaciones deben contener los parámetros y recomendaciones indicados en este estudio. Cuando se desplanten cimentaciones ancladas en roca, la resistencia a la tensión de las anclas debe definirse previamente mediante pruebas de extracción, conforme a la especificación CFE C0000-42.

13.3 Elementos Mecánicos

Para cada estructura (de acuerdo a los diferentes niveles y extensiones de éstas) se debe adjuntar la tabla con los elementos mecánicos para diseño de la cimentación, producto del análisis estructural correspondiente, el cual debe cumplir con las especificaciones CFE J1000-50 y CFE J6100-54.

13.4 Análisis y Diseño

13.4.1 Memoria básica

Esta memoria se debe ordenar con un índice que indique los conceptos que contiene. Estos conceptos deben estar debidamente numerados.

Esta memoria debe contener la metodología de análisis y diseño de manera clara, para lo cual deben presentarse la simbología, nomenclatura, las expresiones, tablas y dibujos necesarios. Para cada tipo de cimentación que se construya en la trayectoria de la línea de transmisión se debe presentar la memoria básica correspondiente.

13.4.2 Memoria de diseño

Para que proceda la revisión de las memorias de diseño; CFE debe contar con los estudios geotécnicos, memorias básicas, elementos mecánicos transmitidos a la cimentación, y pruebas de extracción de anclas en caso de requerirse.

Esta memoria se debe ordenar con un índice que indique los conceptos que contiene. Estos conceptos deben estar debidamente numerados.

Esta memoria debe ser consistente con los resultados del estudio geotécnico del proyecto y con la memoria básica. En caso de análisis y/o diseño por computadora, junto al análisis se integran los datos de entrada, hojas de cálculo, y/o software correspondiente con la memoria básica, estos datos se deben presentar en disco compacto.

Se debe adjuntar a cada diseño 2 (dos) copias de cada documento o plano en papel y archivo electrónico.

13.5 Lista de Distribución de Cimentaciones

Paralelo a la entrega de las memorias de diseño, se deben incluir las listas de distribución de cimentaciones que cumplan con la zonificación geotécnica estipulada en el estudio correspondiente y con las listas de distribución de estructuras.

Las listas de distribución de cimentaciones deben contener por lo menos la información indicada en el anexo B.

13.6 Formatos de Planos

El contratista que resulte ganador, debe solicitar al área usuaria los formatos, los cuales debe utilizar en la elaboración de los planos a que hace referencia esta especificación.

Los planos definitivos deben contener la leyenda siguiente. "Los planos son propiedad de CFE y se prohíbe su reproducción parcial o total". Lo anterior no exime al contratista de su responsabilidad por el diseño.

13.7 Consideraciones Adicionales

En las dimensiones de los dibujos y en todos los cálculos, el contratista debe ser de acuerdo a la norma NOM 008-SCFI. El contratista se debe dirigir para:

- a) Especificaciones y diseño, el área técnica usuaria.
- b) Control de calidad: la residencia de supervisión.
- c) Suministro: la residencia general de construcción.

14 BIBLIOGRAFÍA

- [1] **ACI 318-02 y ACI 318R-02;** Building Code Requirement for Structural Concrete.
- [2] **ACI 347-R-1994;** Guide for Formwork for Concrete.
- [3] **ASTM C 494M-1999;** Standard Specification for chemical Admixtures for Concrete.
- [4] **Manual de Diseño de Obras Civiles.** CFE.
- [5] **NMX-B-294-1986;** Industria Siderúrgica - Varillas Corrugadas de Acero, Torcidas en Frío, Procedentes de Lingote o Palanquilla, para Refuerzo de Concreto.
- [6] **NMX-C-081-1981;** Industria de la Construcción - Aditivos para Concreto - Curado- Compuestos Líquidos que Forman Membrana.
- [7] **NMX-C-083-ONNCCE-2002;** Industria de la Construcción - Concreto - Determinación de la Resistencia a la Compresión de Cilindros de Concreto.
- [8] **NMX-C-090-1978;** Método de Prueba para Aditivos Expansores y Estabilizadores de Volumen del Concreto.
- [9] **NMX-C-111-ONNCCE-2004;** Industria de la Construcción-Concreto-Agregados para Concreto Hidráulico - Especificaciones.

020802	Rev	050304																	
--------	-----	--------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

**CIMENTACIONES PARA ESTRUCTURAS
DE LÍNEAS DE TRANSMISIÓN**

**ESPECIFICACIÓN
CFE JA100-64**

8 de 9

- | | |
|---|---|
| <p>[10] NMX-C-122-ONNCCE-2004; Industria de la construcción-Agua para concreto</p> <p>[11] NMX-C-155-ONNCCE-2004; Industria de la Construcción - Concreto Hidráulico - Especificaciones.</p> <p>[12] NMX-C-160-ONNCCE-2004, Industria de la Construcción - Concreto, Elaboración y Curado en Obra de Especímenes de Concreto.</p> <p>[13] NMX-C-255-1988, Industria de la Construcción - Aditivos Químicos que Reducen la Cantidad de Agua y/o Modifican el Tiempo de Traguado del Concreto</p> | <p>[14] NMX-C-407-ONNCCE-2001; Industria de la Construcción-Varilla Corrugada de Acero Proveniente de Lingote y Palanquilla para Refuerzo de Concreto-Especificaciones y Metodos de Prueba.</p> <p>[15] NMX-C-414-ONNCCE-2004; Industria de la Construcción Cementos Hidráulicos - Especificaciones y Métodos de Prueba</p> <p>[16] CFE C0000-15-2003; Concreto para la Construcción de Estructuras y Cimentaciones de Subestaciones Eléctricas de Potencia y Líneas de Transmisión.</p> |
|---|---|

020802	Rev	050304																		
--------	-----	--------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

2. Estudios Geotécnicos

2.1 OBJETIVOS Y ETAPAS DE LA EXPLORACIÓN

2.1.1 Objetivos

El programa de exploración geotécnica deberá proporcionar información sobre las condiciones estratigráficas del sitio en estudio, las condiciones de presión del agua del subsuelo y las propiedades mecánicas de los suelos (resistencia, compresibilidad y permeabilidad), a fin de facilitar el diseño racional de la cimentación de estructuras y la selección del método constructivo adecuado para su ejecución (Fig. 2.1)

Para asegurar que se alcanzarán los objetivos de la exploración geotécnica, los trabajos de campo los supervisará un ingeniero especialista en suelos y su realización estará a cargo de una brigada de trabajadores entrenados en los trabajos de perforación, muestreo y ejecución de pruebas de campo.

2.1.2 Etapas de la exploración geotécnica

El programa de exploración geotécnica del sitio donde se construirá una estructura consta de tres etapas: la primera, de investigación preliminar, deberá permitir la definición tentativa de los problemas geotécnicos del sitio; la segunda, la recopilación de la información disponible, lo que servirá para fundamentar la tercera etapa, de investigación de detalle, que incluye la realización de sondeos y pruebas de campo y de laboratorio. En la Fig. 2.2 se muestra esquemáticamente el programa de exploración.

2.2 INVESTIGACIÓN PRELIMINAR

2.2.1 Objetivos

El objetivo de esta etapa de la exploración es el de recopilar la información geotécnica que exista de un sitio, para realizar una interpretación preliminar de los problemas que podrían presentarse en la cimentación de una estructura de características y requerimientos conocidos.

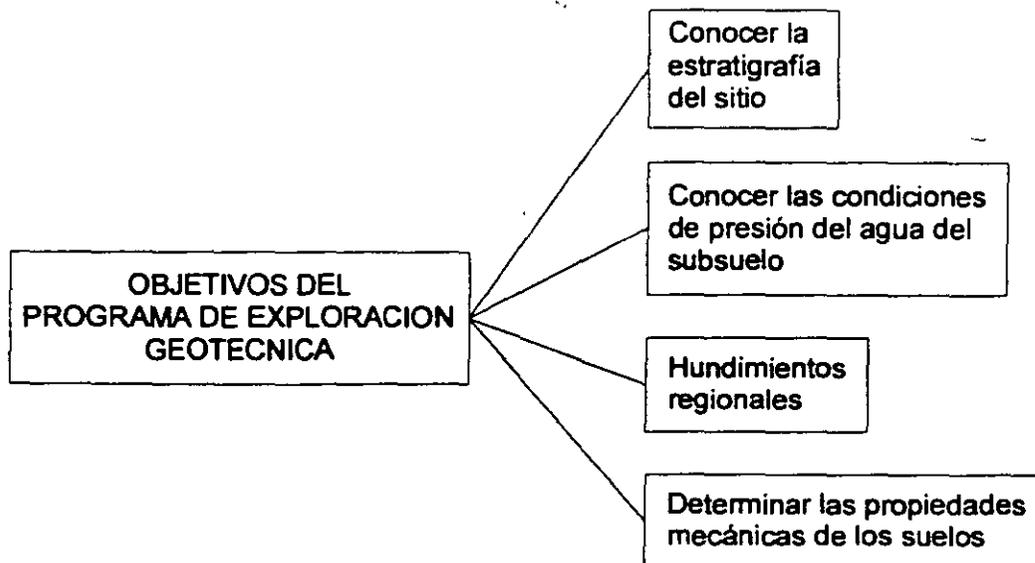


Fig. 2.1, Objetivos de la exploración

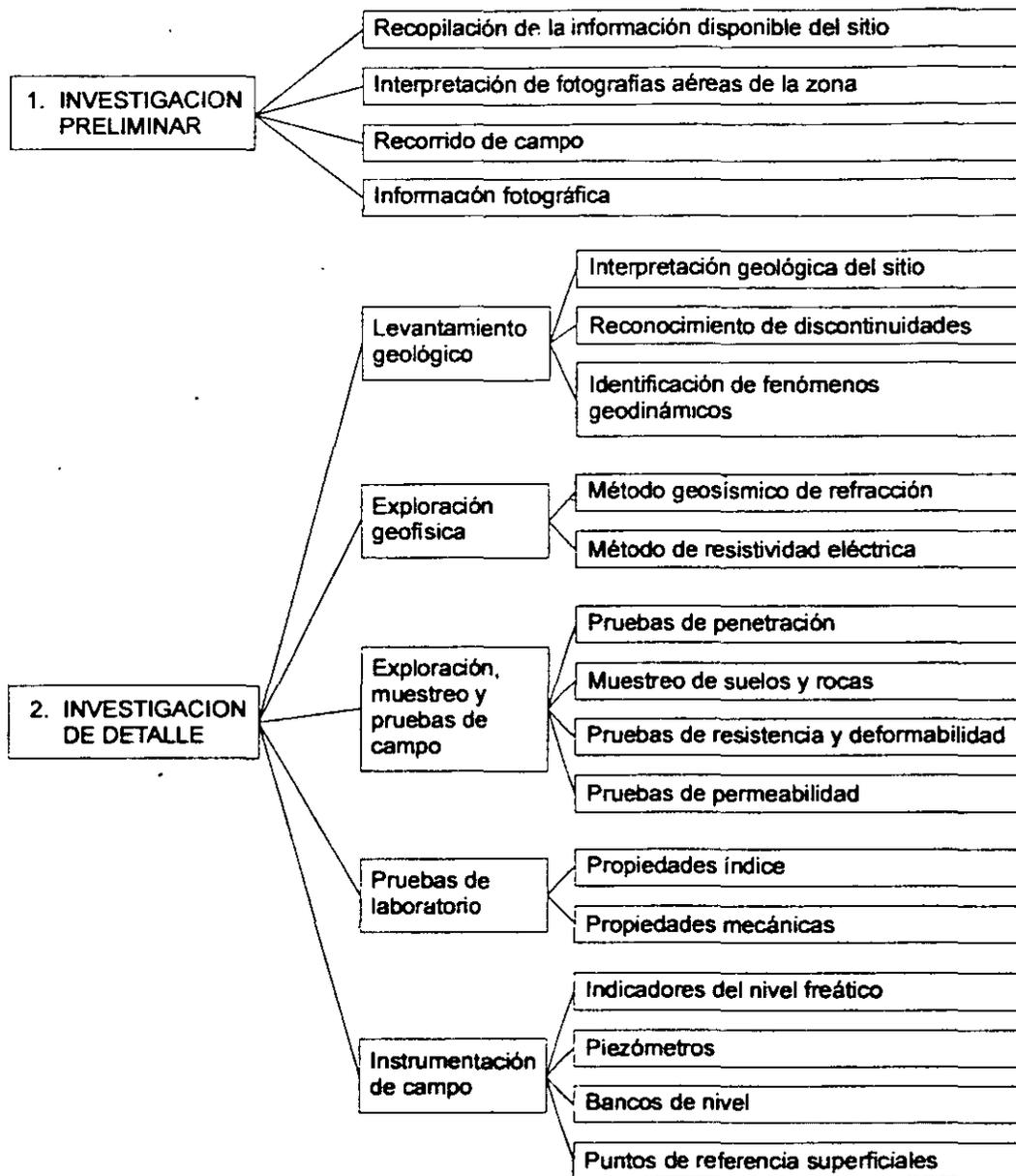


Fig. 2.2, Etapas del programa de exploración geotécnica

2.2.2 Recopilación de la información disponible

Las instituciones mexicanas que publican y distribuyen información geotécnica se enumeran a continuación.

- a) Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos

(SMMS). En sus reuniones técnicas que se realizan cada dos años ha publicado recopilaciones de las características del subsuelo de 63 ciudades del país; en la Tabla 2.1 se enumeran las ciudades, la referencia y los autores de cada recopilación.

Tabla 2.1, Catálogo de ciudades estudiadas (SMMS)

Ciudades	Reunión Nacional SMMS	Año	Autor (es)
1 Acapulco	VI	72	C.L Flamand, L. Ayestarán, G. Marín, M. Palacios y J.J Schmitter
2 Aguascalientes	VIII	76	J.L León
3 Campeche	VIII	76	J.M Orozco, R. García Fons, A. García y L. Triay
4 Cancún	VI	72	G. Springall y L. Espinosa
5 Celaya	VI	72	G. Springall y L. Espinosa
6 Cd. Juárez	VIII	76	G. Botas y G. Ortega
7 Cd. Obregón	IX	78	J.L Terán, O. Mondragón y M. Aguilar
8 Cd. Victoria	VIII	76	J.L Terán, M.F Saldívar, F. Uranga y R.C Avitia
9 Coatzacoalcos- Minatitlán	VII VIII	74 76	J.M Rodríguez J.M Orozco, A.C Galindo, E. Olivares y A. Pozo
10 Colima	VIII	76	L. Montañez
11 Córdoba	VIII	76	J.M Orozco, C. Fernández y P. Preciado
12 Cozumel	VIII	76	C. Silva y R. Esquivel
13 Cuernavaca	VIII	76	R. Esquivel
14 Culiacán	VI	72	G. Springall y L. Espinoza
15 Chetumal	IX	78	G. García A y V.M. Bello
16 Chihuahua	VII	74	B. Simpser
17 Chilpancingo	VI	72	G. Springall y L. Espinoza
18 Durango	IX	78	C. Fernández, R. García y J. Torres
19 Ensenada	VIII	76	J.L León
20 Guadalajara	VIII	76	J.M Orozco, T. Hernández, E. Ramírez y R. García
21 Guanajuato	VII	74	J.A. Mendoza
22 Guaymas	V	70	J. Saborio, R. Gómez, J. Muro y P. Girault
23 Hermosillo	VIII	76	R. Esquivel
24 Irapuato	XVI	92	E. Padilla
25 Jalapa	X	80	E. Padilla, H. Zambrano y F. de la Mora
26 La Paz	XIX	98	A. Alvarez, O. Nisino, R.M. Poot, M.S. Ramírez
27 Lázaro	XIX	98	y R. Martín del Campo a la Torre.
Cárdenas (Las Truchas)	VIII	76	R. Del Campo, M.S. Ramírez y A. Alvarez
	VII	74	F. Náder, L. Montañez y E. Vázquez
28 León	VII	74	Depto. De Ingeniería Experimental, PEMEX
29 Los Mochis	VIII	76	J. Springall
30 Manzanillo	VIII	76	F. Náder y L. Montañez
31 Matamoros	VII	74	R. Esquivel
32 Mazatlán	VIII	76	C. Fernández
33 Mérida	VIII	76	E. Santoyo, L. Montañez y F. Montemayor
34 Mexicali	XI	82	S. Covarrubias, G. Gay, A. Morales, L. Pereda y A.E Zeevaert
35 México D.F*	VIII	76	J. Mejer, G. Azomoza, M. Corte, A. Vera, J.L Lara,
Minatitlán- Coatzacoalcos- Pajaritos	VII	74	G. Rocha y G. Rincón
	VIII	76	J.M Rodríguez, R. López y G. Ferrer
	VIII	76	J.E Castilla
37 Misantla	VIII	76	L. Montañez, R. Esquivel y C. Silva
38 Monterrey	VI	72	J.A Martínez
39 Morelia	VII	74	A. Ellstein
40 Navojoa	VIII	76	G. Springall y L. Espinoza
41 Nuevo Laredo	V	70	J.M Campos

42 Oaxaca	V	70	J.M Campos
43 Orizaba	XIV	88	E. Santoyo y L. Montañez
44 Puebla	V	70	D. Reséndiz, G. Springall, J.M. Rodríguez y R. Esquivel
45 Puerto Vallarta	VI	72	L. Vieitez, E. Soto y A. Mosqueda
46 Querétaro	VIII	76	
47 Reynosa	XVIII	96	
48 Río Bravo	VII	74	A. Ramírez y F. Cancino
49 Salamanca	VIII	76	H.M Villanueva y P. Ballesteros
50 San Luis Potosí	VIII	76	J.A Mier, J. Mejía, A. Núñez y W. Paniagua
51 Tampico	VIII	76	R. Esquivel
52 Tapachula	VIII	76	J. Calderón y E. Alonso
53 Tehuacán	XIX	98	O.L. Zárate
54 Tepic	XIX	98	G. Rocha
55 Tijuana	IX	78	J.L León
56 Tlaxcala	IX	78	R. Esquivel
57 Toluca	VIII	76	G. Auvinet
58 Torreón-Gómez	XVIII	96	J.G Azomoza, A. Vera y L. Reyes
Palacio	VIII	76	G.J González, L. Alcántara, A.E Posada, D. Almora,
59 Tula	VIII	76	M. Torres y V. López
60 Tuxtla	VIII	76	S.D. Sada y E. Zaragoza
Gutiérrez	VIII	76	J.A. Ponce
61 Veracruz	VI	72	A. Alvarez y M. de la L. Pérez
62 Villahermosa	IX	78	J.L Terán, M.F. Saldívar, O. Mondragón y M. Ruiz
63 Zacatecas	XIX	98	J.L Terán, M.F. Saldívar y M. Ruiz
	VIII	76	J. Vargas y R. Anzaldúa
	VII	74	J.M Rodríguez y J.M. Aranda
	VIII	76	E.R. Benavides, F.J. Hernández, E. Moreno y O. Vilalta
	IX	78	R.B. Reyes y A. Sotelo
	VIII	76	E. Osorio y G. López
	VIII	76	J.L Terán, I.J. García y A Orozco
	IX	78	G. Rocha
	VIII	76	E. Santoyo y L. Montañez
	XIX	98	F.J Ruiz
	VIII	76	E. Martínez P.
	VIII	76	J.J Schmitter y J. Uppot
	VIII	76	
			E. Soto y J.L. Lara
			L. Espinoza
			J. Ordóñez
			R. Esquivel
			L. Espinoza
			J.M Orozco, S.D. Sada, A. Montero y J.C. Querol

b) Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI). Las cartas geológicas, topográfica, de uso del suelo y edafológica, escala 1:50,000 así como las fotografías aéreas blanco y negro y de color en escala 1:25,000 son de mucha utilidad.

c) Instituto de Ingeniería, UNAM. Ha publicado el estudio del subsuelo de la ciudad de México (Marsal y Mazari, 1959), así como una colección de artículos sobre la regionalización sísmica del país y de varios Estados en detalle; en la Tabla 2.2 se mencionan las publicaciones sobre sismicidad.

Tabla 2.2, Información sísmica disponible (Instituto de Ingeniería, UNAM)

Título	Publicación N°	Autor	Año
Regionalización sísmica de México para fines de ingeniería	246	Esteva, L.	70
Catálogo de sismos ocurridos en la República Mexicana	272	Figueroa, J.	70
La sismicidad en el Estado de Veracruz. El macrosismo del 11 de marzo de 1967	167	Figueroa, J.	68
Sismicidad en Chiapas	316	Figueroa, J.	73
Sismicidad en Baja California	321	Figueroa, J.	73
Sismicidad en Colima. Macrosismo del 30 de enero de 1973	332	Figueroa, J.	74
Sismicidad en Puebla. Macrosismo del 28 de agosto de 1973.	343	Figueroa, J.	74
Sismicidad en Oaxaca	360	Figueroa, J.	75
Sistema de información sobre sismos	348	Sandoval, H.	75
Sismicidad en la cuenca del Valle de México	289	Figueroa, J.	71
Corrección de los acelerogramas de cuatro macrosismos registrados en la ciudad de México	093	Bustamante, J.	63
Espectros de temblores y su aplicación	078	Prince, J.	63
Isosistas de macrosismos mexicanos	067	Figueroa, J.	63
Source parameters of the Orizaba earthquake of August 28, 1973.	E-32	Singh, S y Wyss, M.	78
Catálogo de acelerogramas procesados del sismo del 19 de septiembre de 1985. Parte IV (última): Réplica del 21 de septiembre en la red acelerográfica de Guerrero.	CD-2	Alcántara, L; Macías, M.A; Quaas, R y Anderson, J.	92
Carta sísmica del Estado de Michoacán	CD-1	Martínez, A y Javier, C.	91

- d) Instituto de Geología, UNAM. Se pueden encontrar cartas geológicas de detalle de algunas zonas de la República Mexicana.
- e) Instituto de Geografía, UNAM. Carta de climas.

2.2.3 Interpretación de fotografías aéreas

La interpretación geológica de las fotografías aéreas de un sitio, realizada por un ingeniero geólogo entrenado para ello, permite identificar de manera preliminar las características geológicas del sitio, tales como fallas y fracturas y los fenómenos geodinámicos relacionados con zonas de taludes inestables y zonas

y los fenómenos geodinámicos relacionados con zonas de taludes inestables y zonas erosionables. Con respecto a los suelos, se pueden identificar las características probables de los suelos superficiales e inferir las del subsuelo (Avery, 1968), así como definir posibles bancos de préstamo. A nivel comercial existen empresas de fotogrametría que prestan sus servicios.

2.2.4 Recorrido de campo

El recorrido de campo lo debe realizar un ingeniero especialista en geotecnia, acompañado de un ingeniero geólogo; los objetivos serán:

- Comprobar la interpretación fotogeológica antes descrita, además de identificar y clasificar los suelos superficiales
- Visitar las estructuras construidas en la zona e indagar sobre su comportamiento
- Obtener información adicional que permita programar la investigación de detalle.

2.3 INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA DE DETALLE

2.3.1 Programa

El ingeniero especialista en geotecnia deberá formular el programa de la investigación de detalle, para lo cual deberá considerar la aplicación de las técnicas que se mencionan más adelante y fundamentar su propuesta en la información de la investigación preliminar. Debe además tomar muy en cuenta que tratándose de cimentaciones con pilas o pilotes, las propiedades de los suelos se modifican en la vecindad del pilote, aunque se trate de un procedimiento constructivo de no-desplazamiento, como el de colado en el lugar, y que en el caso de pilotes que desplazan el volumen de suelo que ocupan, se induce mayor alteración y cambios estructurales al suelo vecino aún a varios diámetros de distancia.

Por lo anterior, cuando se tiene la certeza de que la cimentación de la estructura se resolverá con pilas o pilotes, algunos autores proponen que en la exploración geotécnica de detalle se ponga énfasis en las pruebas de campo como son, las de penetración estática con cono eléctrico, de penetración estándar, de veleta y de presiómetro (CFE, 1979). Este enfoque se ha seguido para diseñar cimentaciones piloteadas

de estructuras marinas, ante la enorme dificultad de obtener muestras de buena calidad (Bjerrum, 1973; Ehlers *et al.*, 1980).

En lo que sigue se describirán con mayor detalle las pruebas de campo, apoyándose en los comentarios anteriores y tomando en cuenta que ya se dispone de manuales sobre las técnicas convencionales de muestreo (PEMEX, 1975 y CFE, 1980).

2.3.2 Levantamiento geológico

Excepcionalmente se realiza este tipo de levantamiento, ya que usualmente la geología de la región donde se construirá la estructura ha sido estudiada anteriormente o se considera que el recorrido de campo en la etapa de investigación preliminar proporciona la información geológica necesaria y suficiente para el diseño de la cimentación (profunda) de una estructura.

En caso de que se trate de la cimentación de estructuras muy importantes o de desarrollos industriales localizados en áreas poco estudiadas, se justifica realizar el levantamiento geológico de la zona, cuyos objetivos se señalan en la Fig. 2.3. En el Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE (1979) se describe con detalle la realización de un levantamiento geológico.

2.3.3 Exploración geofísica

Los métodos de exploración geofísica aplicables en geotecnia se basan en la medición de la variación de la velocidad de propagación de ondas sísmicas o de la resistividad eléctrica (poco confiable) de los suelos, y mediante su interpretación y correlaciones se deducen las características estratigráficas, posición del nivel freático y posibles tipos y propiedades de suelos y rocas. Estos métodos se utilizan para obtener información preliminar del subsuelo, para complementar la información geológica y para reducir el número de sondeos.

- a) Método geosísmico de refracción total. Consiste en determinar el tiempo de arribo de las ondas longitudinales sísmicas, generadas por una pequeña explosión o impacto, a geófonos captadores que envían su señal a un sismógrafo receptor; con esta información se calcula la velocidad de propagación de las ondas (PEMEX, 1975).

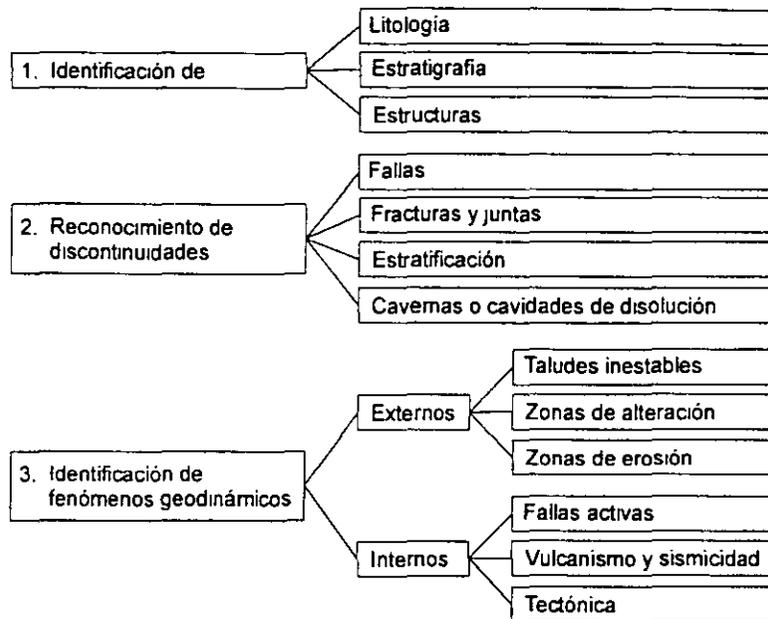


Fig. 2.3, Objetivos del levantamiento geológico

El equipo consta de:

- Un dispositivo generador de la onda que puede ser un explosor o un marro instrumentado con un sensor del impacto
- El conjunto de geófonos electromagnéticos que al vibrar con el suelo emiten una señal eléctrica
- El sismógrafo receptor que recibe la señal de los geófonos en galvanómetros de espejo y que la registra en papel fotosensible (Fig. 2.4).

Los resultados que se obtienen del método sísmico permiten:

- Interpretar la estratigrafía del sitio
- Clasificar los suelos y rocas
- Estimar el módulo elástico dinámico del medio

La estratigrafía se determina con desarrollos basados en la ley de refracción de las ondas en medios elásticos; para ello se han formulado soluciones para los casos que usualmente se presentan en la práctica (Dobrin, 1965; Grant and West, 1965 y Olhovich, 1959). En la Fig. 2.5 se muestra la solución para el caso de una condición estratigráfica de dos capas paralelas.

La predicción de la clasificación de los suelos y rocas se hace comparando las velocidades de propagación de ondas longitudinales con las

correspondientes a casos conocidos. En la Tabla 2.3 se muestra una recopilación de valores.

El módulo elástico dinámico del medio se estima considerando un valor probable de la relación de Poisson para aplicar la expresión 2.1. En el caso de que además se realicen determinaciones de la velocidad de propagación de las ondas transversales o de corte, con las ecuaciones 2.1 y 2.2 se puede deducir el módulo elástico y la relación de Poisson correspondiente.

$$V_L = \sqrt{\frac{E_{din} (1 - \nu)}{\rho (1 + \nu) (1 - 2 \nu)}} \quad (2.1)$$

$$V_T = \sqrt{\frac{E_{din}}{2 \rho (1 + \nu)}} \quad (2.2)$$

donde:

- V_L velocidad de las ondas longitudinales, en m/s
- V_T velocidad de las ondas transversales, en m/s
- ν relación de Poisson
- E_{din} módulo de elasticidad dinámico del medio, en t/m^2
- ρ densidad de masa del material en $t s^2/m^4$

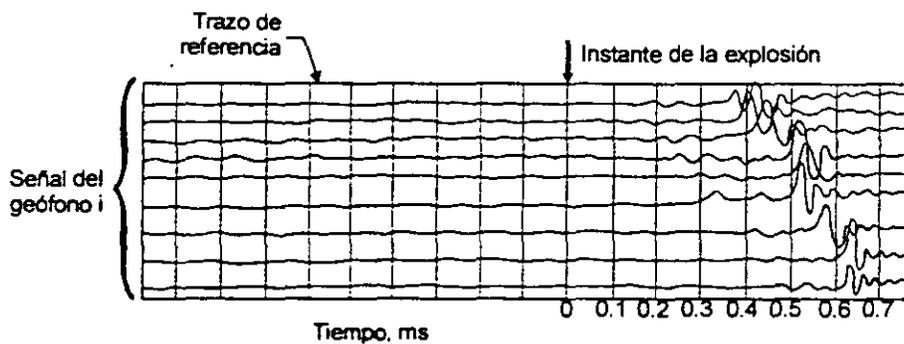
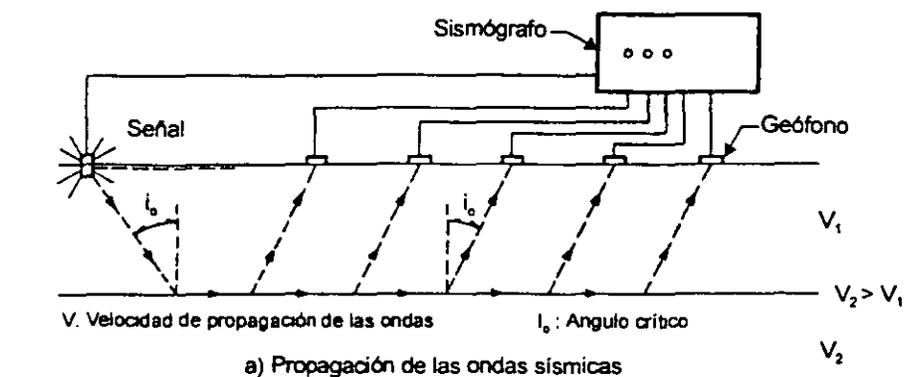
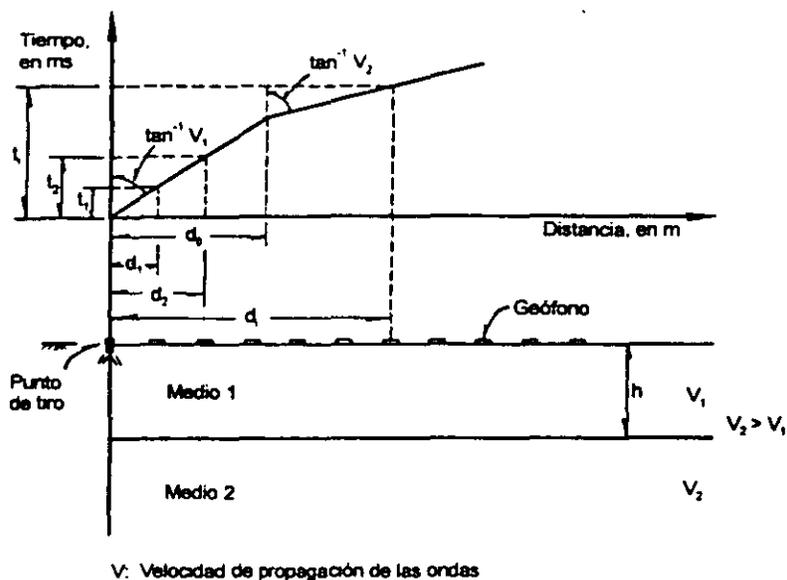


Fig. 2.4, Operación del método de refracción



$$h = \frac{d_0}{2} \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}}$$

donde d_0 es la distancia crítica del punto de generación de la onda al cambio de pendiente de la gráfica

Fig. 2.5, Interpretación de una prueba de refracción sísmica

Tabla 2.3, Intervalo aproximado de la velocidad de onda longitudinal para diversos materiales representativos, Pemex (1975)

Material	Velocidad (m/s)*
Suelo	170 - 500
Arcilla	1000 - 2800
Arcilla arenosa	975 - 1100
Arcilla arenosa cementada	1160 - 1280
Limo	760
Arena seca	300
Arena húmeda	610 - 1830
Aluvión	550 - 1000
Aluvión (terciario)	800 - 1500
Aluvión profundo	1000 - 2360
Depósito glaciario	490 - 1700
Dunas	500
Loess	375 - 400
Lutita	1800 - 3800
Arenisca	2400 - 4000
Marga	3000 - 4700
Creta	1830 - 3970
Caliza	3000 - 5700
Dolomita	5000 - 6200
Evaporita	3500 - 5500
Granito	4000 - 5600
Gneis	5100 - 7500
Esquisto o pizarra	2290 - 4700
Roca ígnea del basamento	5500 - 6600
Agua (dependiendo de la temperatura y contenido de sales)	1430 - 1680

* Nota: Si el material (principalmente suelo) está saturado, la onda de compresión se propaga por el agua y su velocidad se asocia a este medio. Es más útil la medición de la velocidad de la onda de corte, ya que en ésta la presencia del agua tiene una influencia despreciable en los valores de V_1 .

La principal aplicación de este método puede ser la de determinar la profundidad de la roca bajo un depósito aluvial de difícil exploración directa.

La interpretación de esta prueba siempre debe correlacionarse con la información de sondeos convencionales con extracción de muestras, porque tiene la limitación básica de no detectar la presencia de estratos blandos que subyacen a otros duros, debido a las condiciones de refracción que se desarrollan. Es necesario también efectuar para cada línea de registro dos pruebas, una con un impacto en un extremo de la línea y la otra con un impacto en el otro extremo.

b) Método de resistividad eléctrica. Consiste en determinar la variación con la profundidad de las resistividades aparentes de un medio en que se ha inducido un campo eléctrico; el equipo consiste en una fuente de poder, voltímetro, amperímetro y cuatro electrodos.

Se han desarrollado varias técnicas de operación; dentro de ellas, la más utilizada debido a su sencillez es la denominada como método de Wenner, en el cual se usa un arreglo como el de la Fig. 2.6, a través de líneas de observación sobre el terreno en estudio.

Los resultados que se obtienen con este método permiten:

- Definir la estratigrafía
- Por correlación, clasificar los suelos y rocas del sitio
- Definir la posición del nivel freático

La expresión es la siguiente:

$$p_o = 2 \pi h \frac{V}{I} \quad (2.3)$$

donde:

- p_o resistividad aparente a la profundidad h , en *ohm-m*
- h distancia entre electrodos, en *m*
- I intensidad de la corriente, en amperes
- V diferencia de potencial, en *volt*

La estratigrafía se define de la observación del diagrama de isorresistividades (Fig. 2.7) que se obtienen de cada sección de observación con la ecuación 2.3 (Dobrin, 1965; Grant and West, 1965; Olhovich, 1959 y Mooney and Wetzel, 1956). La clasificación tentativa de los materiales se hace por comparación de la resistividad eléctrica con valores típicos como los presentados en la Tabla 2.4. La posición del nivel freático se detecta fácilmente en la sección de isorresistividades.

La precisión de este método para predecir la estratigrafía de un sitio es generalmente menor que la de refracción sísmica y por ello se utiliza menos; sin embargo, es más confiable para determinar la posición del nivel freático.

- c) Método con radar. Este método está basado en la propagación de impulsos de ondas electromagnéticas de muy alta frecuencia (100 a 1000MHz) hacia el interior del suelo, estas ondas son reflejadas por anomalías del subsuelo (irregularidades, interfaces o discontinuidades) a diferentes profundidades que después se captan por medio de una antena en la superficie del suelo. El sistema de monitoreo permite conocer la profundidad de la anomalía. La profundidad máxima de exploración no sobrepasa los 30m (98ft).

(Ver Nota 1 de los Editores al final de este capítulo, con referencias que incluyen técnicas y métodos geofísicos adicionales).

2.3.4 Pruebas de penetración

Los penetrómetros son conos o tubos de acero que se hincan a presión (estáticos) o con el impacto de una masa (dinámicos) y permiten definir indirectamente la estratigrafía del sitio y la variación de la compacidad relativa y la resistencia al corte (drenada) de las arenas con la profundidad, así como la resistencia al corte no drenada de las arcillas. Con el penetrómetro estándar se recuperan, además, muestras alteradas que permiten definir confiablemente la estratigrafía. Cabe aclarar que la resistencia al corte drenada de las arenas depende de la permeabilidad de éstas, así como de sus condiciones de frontera para el flujo de agua; aunque esto ciertamente es cuestionable cuando las arenas están contaminadas con limos y se trata de ensayos de penetración dinámica.

En la exploración de un sitio, los penetrómetros se emplean de acuerdo con tres criterios de aplicación:

- Como instrumento de exploración, para definir la estratigrafía y facilitar con ello la selección de los muestreadores de suelo que deberán emplearse
- Para disminuir el costo de realización de sondeos complementarios para cubrir un área grande
- Como técnica única de exploración, en proyectos de bajo costo que no puedan justificar sondeos de muestreo.

En la Tabla 2.5 se presenta una recopilación sobre los penetrómetros de uso más difundido. A continuación se entra en detalle sobre el cono holandés tipo eléctrico y el penetrómetro estándar de tubo partido porque son los de mayor utilidad en razón de las correlaciones que pueden establecerse con las propiedades de los suelos.

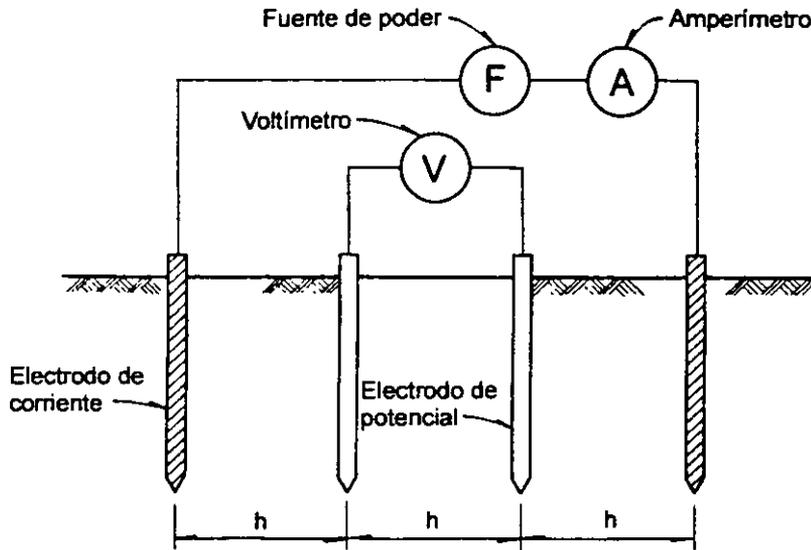


Fig. 2.6, Equipo para determinar la resistividad del suelo (arreglo Wenner)

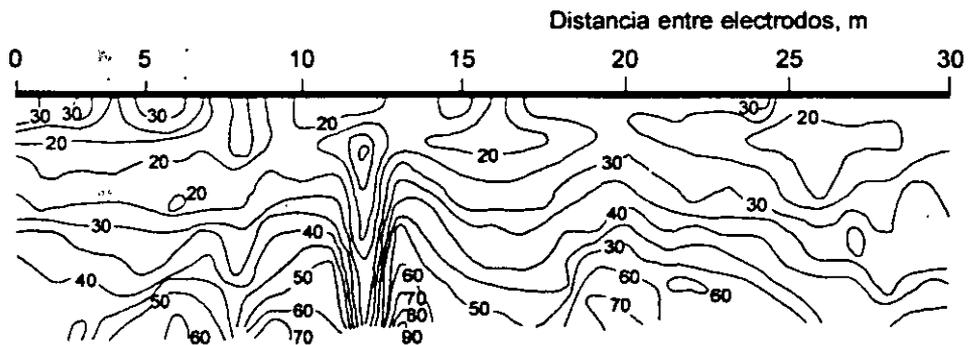
Fig. 2.7, Sección de isorresistividades
(en *ohm-m*)

Tabla 2.4, Resistividad eléctrica de distintos tipos de roca y suelo

Material	Resistividad, en <i>ohm-m</i> *
Granito	1×10^5
Diorita	1×10^4
Gabro	$10 - 1.4 \times 10^7$
Gneis	$2 \times 10^5 - 6 \times 10^8$
Pizarra	$6.4 \times 10^2 - 6.5 \times 10^4$
Conglomerado	$2 \times 10^3 - 1.3 \times 10^4$
Arenisca	$7 \times 10^1 - 7 \times 10^3$
Caliza	18
Marga	70
Arena	$4 - 2.2 \times 10^2$
Suelo	$10 - 1 \times 10^4$

* Nota: Los valores de resistividad eléctrica presentados en esta tabla se deben considerar como indicativos, ya que algunos de estos materiales son afectados por la presencia de fluidos con composición química diferente.

a) Penetrómetro estático tipo eléctrico (cono holandés, CPT). El penetrómetro de cono tipo eléctrico para hincarse a presión (estático) (Begeman, 1963; De Ruyter, 1972 y NRACC, 1975) tiene incorporadas celdas instrumentadas con deformímetros eléctricos que permiten la medición simultánea de las fuerzas necesarias para el hincado de la punta cónica de 60° de ángulo de ataque y 3.6cm (1.4in) de diámetro (10cm^2 , 1.6in^2 de área) y de la funda cilíndrica de fricción (Begeman, 1957), también de 3.6cm (1.4in) de diámetro y 13.25cm (5.2in) de longitud (150cm^2 , 23.3in^2 de área lateral). Cabe aclarar que las fuerzas para el hincado de la punta del cono se estiman a partir de las mediciones de los deformímetros y calibraciones.

En la Fig. 2.8 se muestran esquemáticamente las características de este penetrómetro (CFE, 1980 y Santoyo y Olivares, 1980). La capacidad de las celdas debe elegirse de acuerdo con la resistencia del suelo en que penetrará; la información de la Tabla 2.6 puede guiar esta selección.

Este penetrómetro se hincan en el suelo con ayuda de un mecanismo hidráulico capaz de aplicar 2.5 , 10 ó $20t$ (24.5 , 98.1 ó 196.2kN) de fuerza axial. Con una perforadora usual en geotecnia, se puede hincar el cono como se muestra en la Fig. 2.9. La velocidad usual de hincado es de 2cm/s (1.2m/min , 3.9ft/min) (Sanglerat, 1972; ASTM-D-3441-75T, 1975). La resistencia de punta y la de fricción se pueden graficar mediante un registrador potenciométrico de dos canales y velocidad mínima de avance del papel de 1.2cm/min (0.47in/min), o también, se pueden registrar manualmente con ayuda de un equipo digital. En la actualidad esta información se captura utilizando computadoras.

En la Fig. 2.10 se muestra un sondeo típico realizado con este instrumento y en la Fig. 2.11, se compara la resistencia de punta con el número de golpes de la prueba de penetración estándar en una arcilla muy blanda.

Al interpretar la información obtenida con este penetrómetro se puede determinar:

- La clasificación de los suelos por correlación empírica, sólo si se cuenta con la medición de f_s y q_c
- Los parámetros de resistencia al corte con base en conceptos teóricos (Lunne *et al.*, 1977; Lunne and Clansen, 1978; Amar *et al.*, 1975; Begeman, 1953; De Beer, 1948; Mitchell and Dungunogh, 1973; Dungunogh and Mitchell, 1975 y Mitchell and Lunne, 1978). Cabe aclarar que el uso de los conceptos teóricos da mucha dispersión, por lo que deben usarse precavidamente. Por ejemplo, las extrapolaciones a sitios cuyos suelos sean de origen geológico diferente, pueden conducir a conclusiones erróneas. En el Capítulo 3 de este Manual, se discute la aplicación de esta prueba al diseño de pilotes.

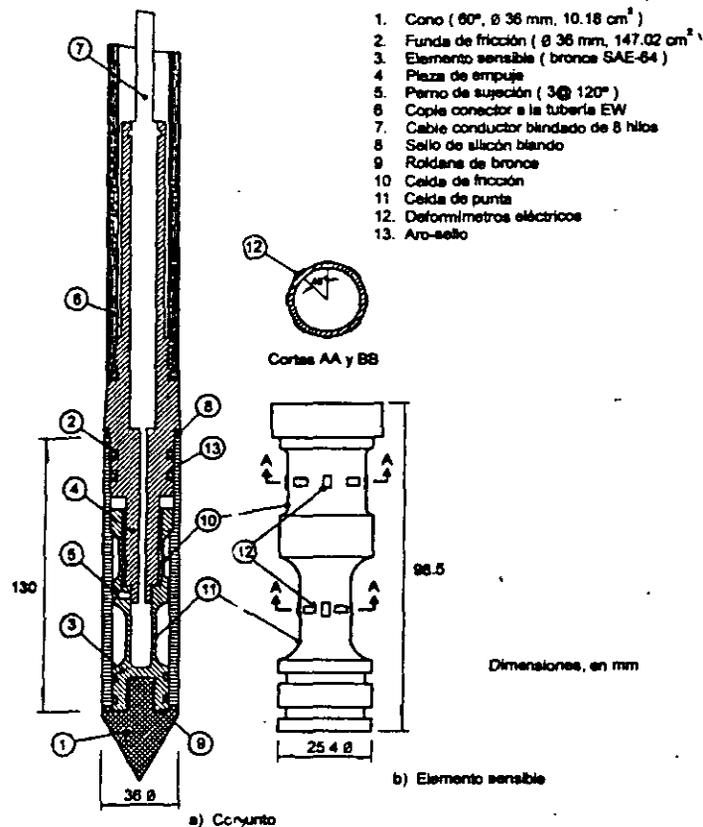


Fig. 2.8, Corte transversal del penetrómetro eléctrico

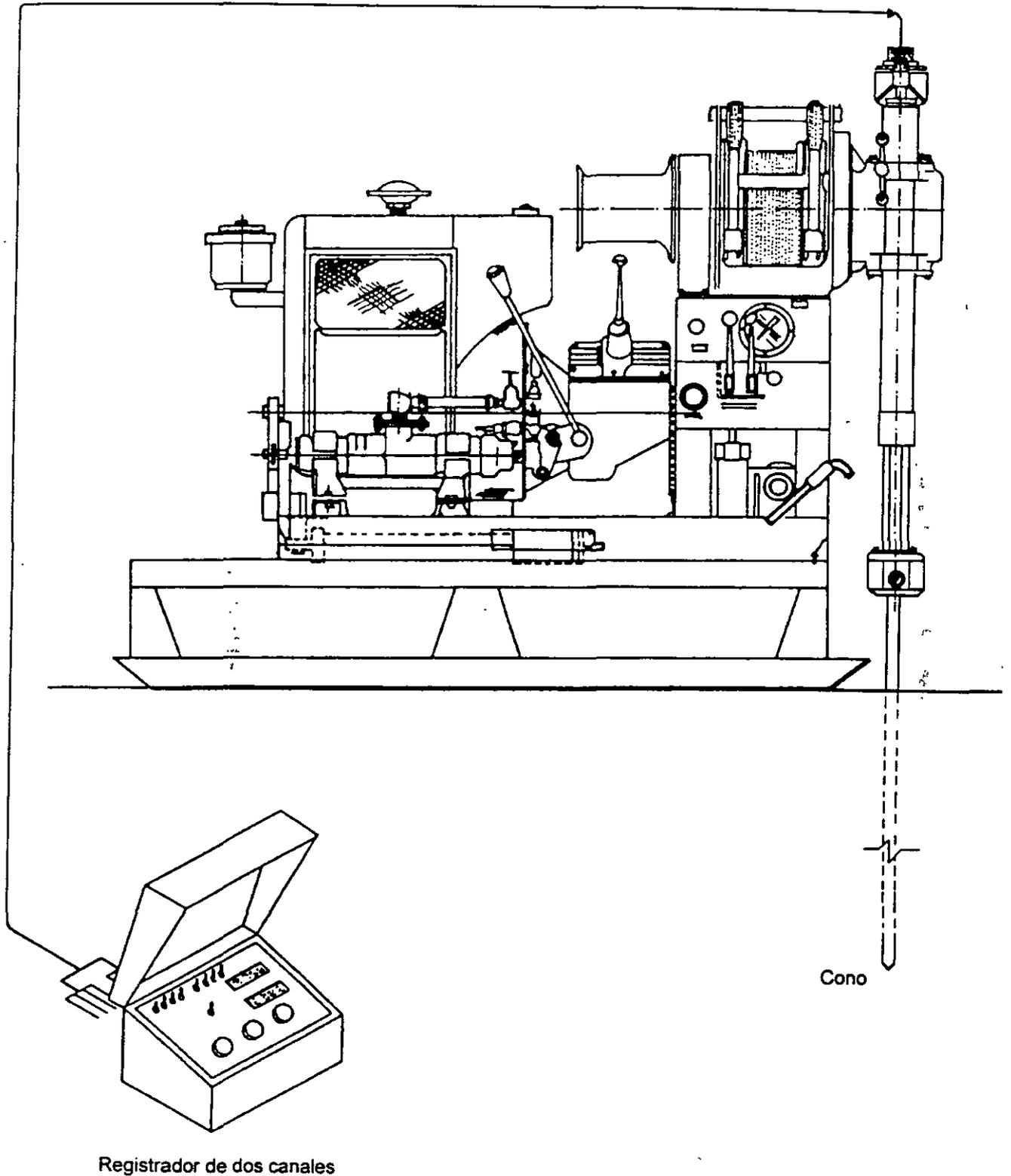


Fig. 2.9, Operación del cono

Tabla 2.5, Penetrómetros para la exploración de suelos

	Penetrómetro	Aplicación al suelo			Se obtiene	Operación	Comentarios
		Recomendable	Aceptable	Inaceptable			
ESTÁTICOS	Cono holandés mecánico de 3.6cm (1.42in) de diámetro y 60° de ángulo de ataque (CPT)	Arena y limo	Arcilla	Grava	La variación de la resistencia de punta (q_c) y de fricción (f_s) que se generan durante su hincado de 20cm (8in)	Se hinca a presión con velocidad de 1.2m/min (2cm/s, 0.8in/s) con la ayuda de un sistema de carga hidráulica	Es una prueba precisa pero debe correlacionarse con pruebas de laboratorio. En arcillas conviene correlacionarla con pruebas de veleta (Sanglerat,1972; Begeman, 1963 y Begeman,1957)
	Cono holandés eléctrico de 3.6cm (1.42in) de diámetro y 60° de ángulo de ataque (CPT)	Arena y limo	Arcilla	Grava	La variación continua de la resistencia de punta (q_c) y de fricción (f_s) con mayor precisión que el cono mecánico	Igual que el anterior. Se ha elaborado una norma tentativa para su operación (ASTM-D-3441-75T, 1975). Es más eficiente que el cono mecánico	Igual que el anterior (Sanglerat,1972 y De Ruiter, 1972)
DINÁMICOS	Penetrómetro estándar 5.1cm (2in) de diámetro exterior y 3.6cm (1.42in) de diámetro interior (SPT)	Arena y arcilla dura	Arcilla media	Arcilla blanda	Muestras alteradas de cualquier profundidad y el número de golpes necesario para hincarlo	Se hinca a percusión con el impacto de una masa de 64kg (141lb) dejada caer de 75cm (2.5ft) de altura. Se cuenta el número de golpes para hincarlo 30cm (1ft) después de haber penetrado 15cm (0.5ft).	Es una prueba de poca precisión, pero probablemente la más utilizada por que se tienen numerosas correlaciones con las propiedades y comportamiento de los suelos (CFE,1980 y NRACC,1975)
	Cono simple hincado a percusión de 5.1cm (2in) de diámetro y 60° de ángulo de ataque	Grava y arena	---	Arcilla	La variación con la profundidad del número de golpes necesario para hincarlo	Semejante al penetrómetro estándar, y en ocasiones con martillos de 128kg (282lb)	Es una prueba burda, pero es la única que hasta ahora puede proporcionar información en suelos con alto contenido de gravas (CFE,1980)
	Penetrómetro Sermes de 7cm (2.75in) de diámetro y 90° de ángulo de ataque	Arena con poca grava	Arcilla dura	Arcilla blanda	El número de golpes necesario para hincarlo 10cm (4in).	Se hinca a percusión con una masa de 30, 60 ó 90kg (66, 132 ó 198lb) que la levanta automáticamente un cilindro neumático y la deja caer de 40cm (1.31ft) de altura	Es un sistema muy eficiente pero de uso poco extendido y por ello no se ha acumulado experiencia en su empleo (CFE,1980)

Tabla 2.6. Capacidad necesaria de las celdas del penetrómetro

Suelo	Fuerza, <i>kg</i>		Esfuerzo, <i>kg/cm²</i>	
	Punta (<i>Q_c</i>)	Fricción (<i>F_s</i>)	Punta (<i>Q_c</i>)	Fricción (<i>F_s</i>)
Arenas sueltas a medias, turbas y arcillas blandas	500	300	50	2
Arenas densas y arcillas duras	3000	900	300	6
Arenas densas y arcillas duras	5000	500	500	4

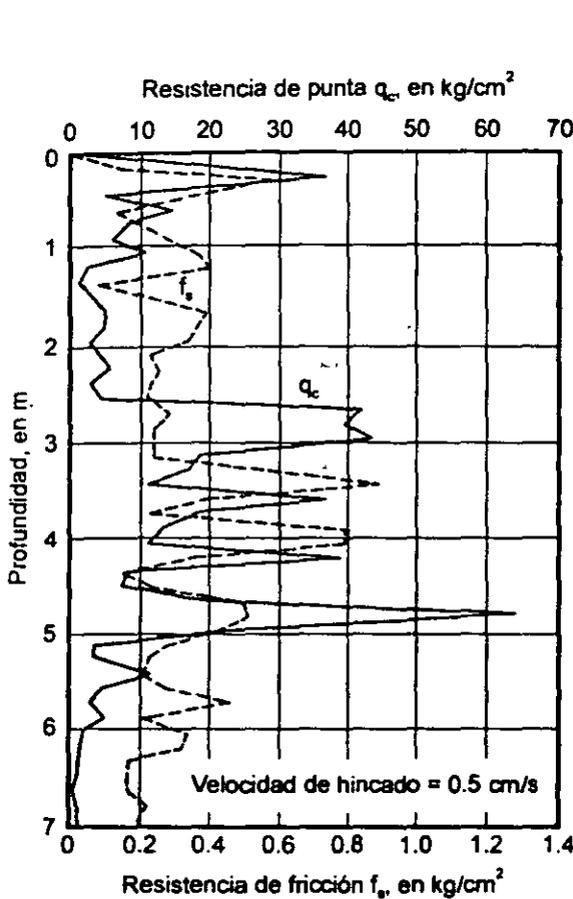


Fig. 2.10, Gráfica de penetración estática

La clasificación de los suelos se hace con ayuda de las gráficas de correlación de las Figs. 2.12 y 2.13. Los parámetros de resistencia al corte de los suelos se pueden obtener indirectamente de las pruebas de penetración con cono con la información básica contenida en la Fig. 2.14.

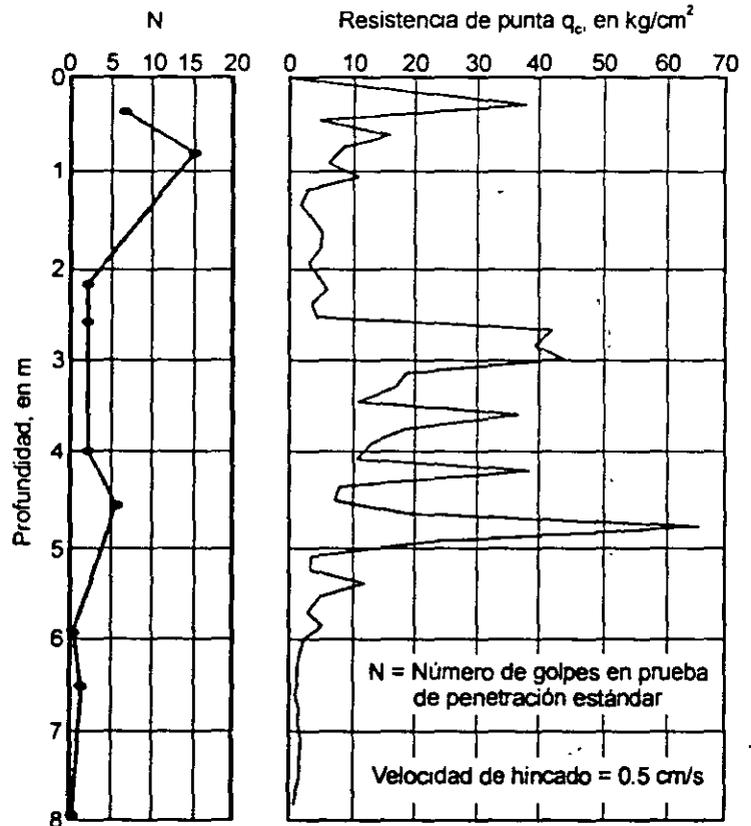


Fig. 2.11, Comparación con la penetración estándar

Las pruebas de penetración estática (CPT) se pueden correlacionar con las pruebas de penetración estándar (SPT) mediante los valores de la Tabla 2.7, propuestos por Schmertmann (Schmertmann, 1970).

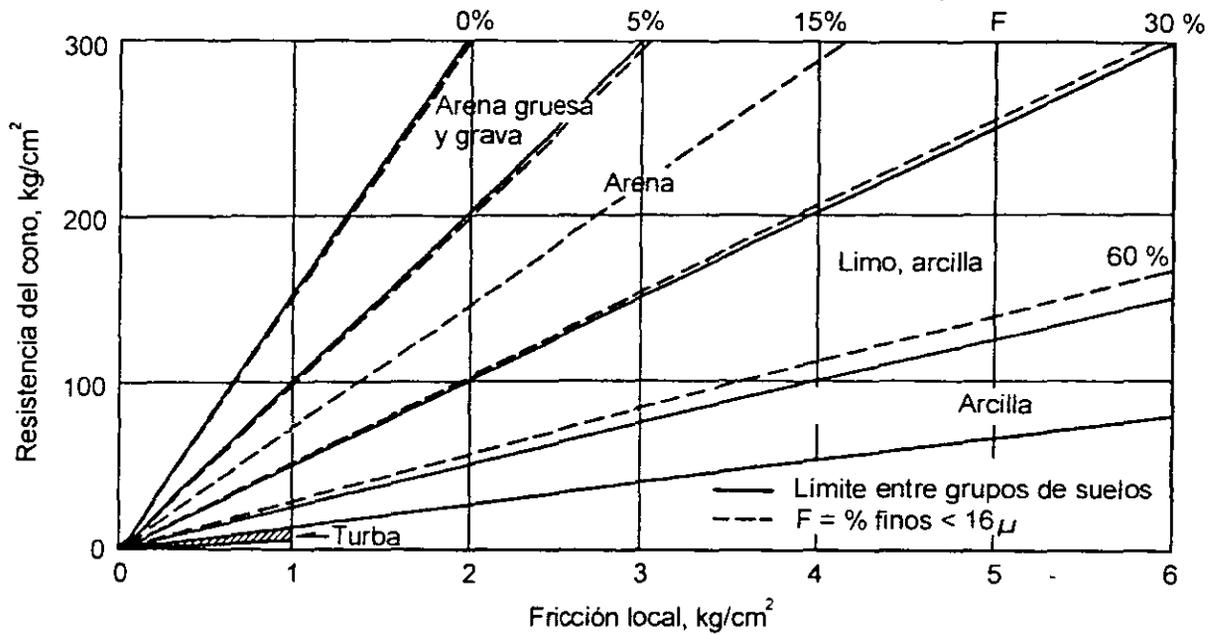


Fig. 2.12, Clasificación de suelos con penetrómetro estático (Sanglerat, 1972)

(Ver Nota 2 de los Editores al final de este capítulo con referencias sobre el uso de métodos alternativos basados en SPT, CPT, pruebas con presiómetro, y otros desarrollos recientes de ensayos de materiales en sitio).

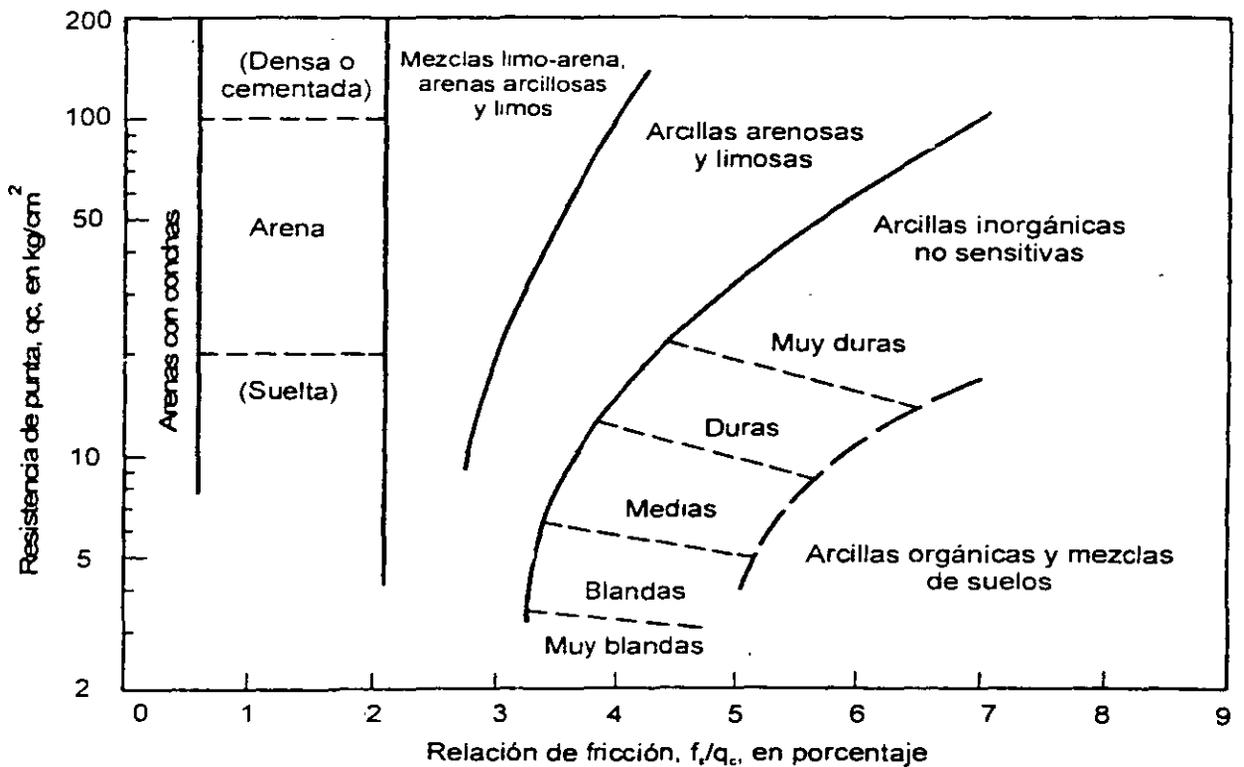


Fig. 2.13, Clasificación estimativa de suelos con penetrómetro estático (Schmertmann, 1970)

a) Suelos cohesivos

Z_1 Resistencia al corte no drenada (kg/cm^2)
 q_c Resistencia de punta (kg/cm^2)
 γ Peso volumétrico del suelo (total) (kg/cm^3)
 z Profundidad de la determinación (cm)
 N_k Factor de carga

$$Z_1 = \frac{q_c - \gamma z}{N_k} \dots (1)$$

Valores de N_k	Suelo	Referencia
15-24	Arcillas medias blandas	Lunne et al. 1977
17	Promedio para arcillas medias blandas	Lunne et al. 1977
17	Arcillas preconsolidadas	Lunne et al. 1978
5-70	Todos los tipos de suelos	Amar et al. 1975
14	Arcillas blandas	Begeman, 1963, 1963

*Proponen eliminar el término γz para usar el valor de N_k igual al 14

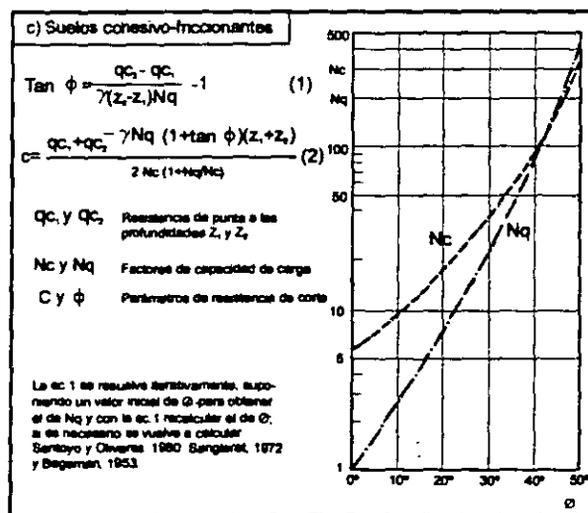
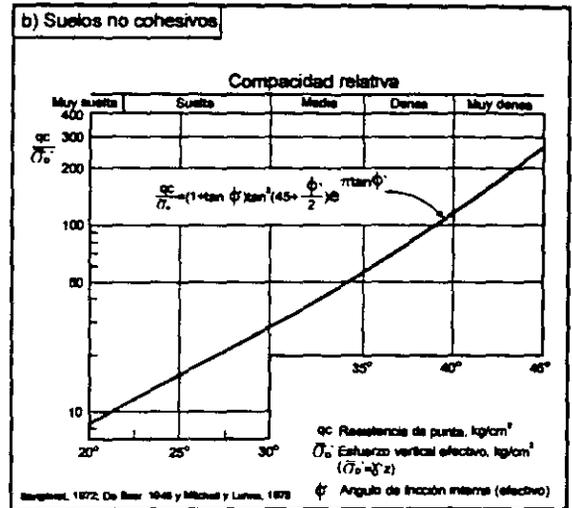


Fig. 2.14, Parámetros de resistencia al corte

Tabla 2.7, Correlación entre los resultados de pruebas CPT (q_c) y SPT (N)

Suelo	q_c/N
Limos, limos arenosos, mezclas de limos y arenas, ligeramente cohesivos	2
Arenas limpias finas a medias y arenas ligeramente limosas	3.5
Arenas gruesas y arenas con algo de grava	5
Gravas arenosas y gravas	8

* q_c en kg/cm^2

b) Penetrómetro estándar (SPT). El penetrómetro estándar es un tubo de dimensiones normalizadas que se hince a percusión (Fig. 2.15). Consiste en un tubo de pared gruesa partido longitudinalmente, con una zapata de acero endurecido y una cabeza que lo une al extremo inferior de la columna de barras de perforación con que se hince; la cabeza tiene un conducto para la salida de azolves a través de una válvula esférica o una válvula de varilla. Opcionalmente se utiliza una trampa de paso para retener las muestras (CFE, 1980 y ASTM D-1586-67, 1977).

El equipo auxiliar para el hincado es una masa golpeadora de acero de 64kg (0.63kN) con guía de caída libre de 75cm (2.5ft) y barras de perforación AW ó BW (4.44 y 5.40cm , 1.7 y

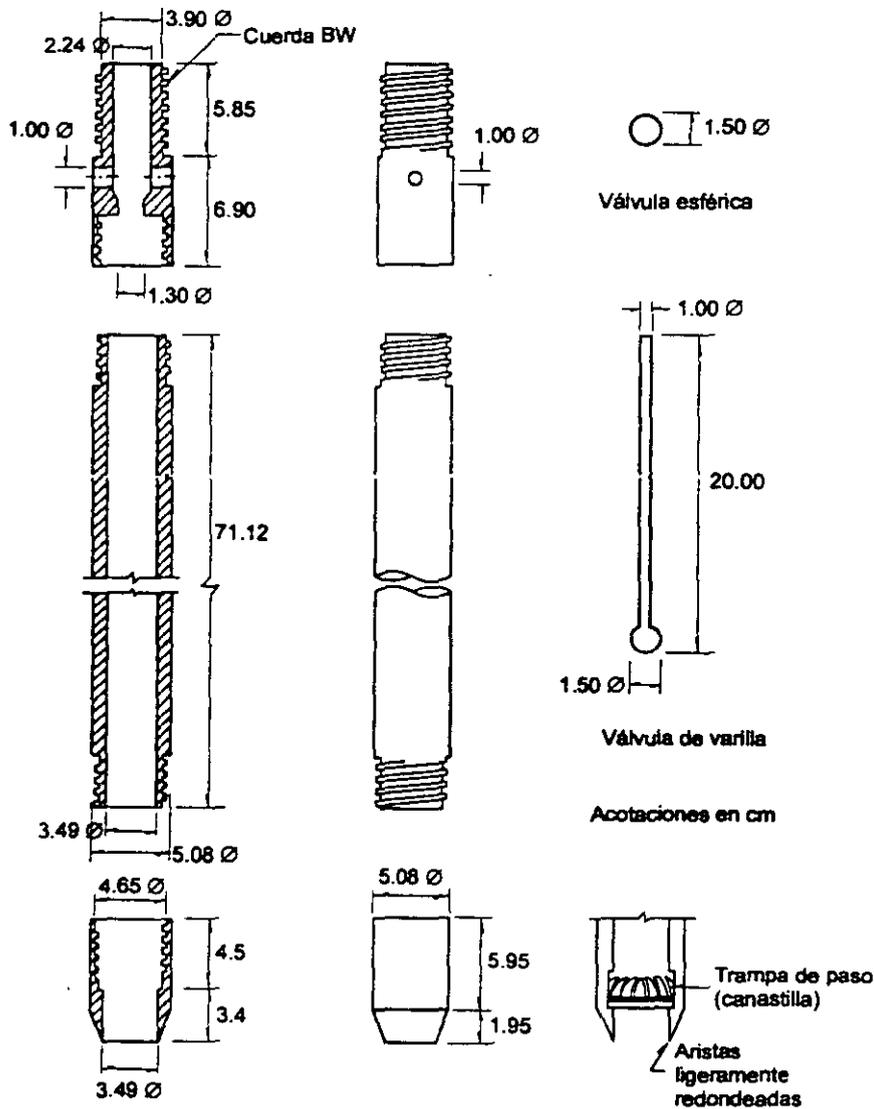
2.1in, de diámetro y 6.53 y 6.23kg/m , 64 y 61.1N/m de peso, respectivamente) con un yunque de golpeo incorporado a la columna de barras. La masa golpeadora se levanta con un malacate de fricción (cabeza de gato).

El penetrómetro estándar se hince 45cm (1.5ft) en el fondo de una perforación de 7.5cm (3in) de diámetro mínimo con los impactos de la masa de 64kg (0.63kN) y caída libre de 75 +/- 1cm , 2.5 +/- 0.03ft (Fig. 2.16). Se cuenta el número de golpes para hincar cada tramo de 15cm (0.5ft). Se define como resistencia a la penetración estándar, al número *N* de golpes necesarios para hincar el penetrómetro los dos últimos tramos de 15cm (6in). Cuando debido a la dureza del suelo no se puede penetrar los 45cm

(1.5ft), se define *N* por extrapolación (CFI 1980).

Después de hincado se saca el penetrómetro a la superficie para recuperar la muestra alterada, que se coloca en un frasco hermético, y se registra la información del hincado y clasificación del suelo. Al interpretar los resultados obtenidos con este penetrómetro se puede lograr:

- Definir la estratigrafía del sitio
- Determinar por correlación la compacidad relativa de suelos granulares y la consistencia de suelos cohesivos
- Obtener muestras alteradas para determinar en el laboratorio sus propiedades índice



penetración estándar se puede correlacionar con el ángulo de fricción interna mediante la gráfica empírica de la Fig. 2.19.

Tabla 2.8, Correlación número de golpes vs. compacidad relativa (Terzaghi and Peck, 1968)

Número de golpes	Compacidad relativa
0 - 4	Muy suelta
4 - 10	Suelta
10 - 30	Media
30 - 50	Compacta
> 50	Muy compacta

Terzaghi and Peck, (1968) establecieron la correlación empírica entre la resistencia a la penetración estándar, la consistencia de suelos cohesivos y la resistencia a la compresión sin confinar, q_u , mostrada en la Tabla 2.9, pero su empleo es menos confiable que la correlación con la compacidad relativa.

La prueba de penetración estándar debe realizarse cuidando que el muestreador tenga las dimensiones señaladas, el peso del martillo sea de 64kg (0.63kN) y la caída libre de 75cm (2.5ft). La perforación debe mantenerse con un espesor máximo de azolves de 5cm (2in) y el agua o lodo empleados para la perforación deben mantenerse a un nivel constante. Las barras para el hincado deberán ser AW ó BW y su movimiento, al meterlas o sacarlas del sondeo, deberá ser lento para evitar que se genere succión y con ello se reduzca la compacidad relativa de los suelos predominantemente friccionantes.

En suelos de bajo contenido de agua, el avance de la perforación debe hacerse en seco, por que el empleo de agua o lodo reduce el número de golpes y aumenta el contenido de agua.

Técnicas de perforación. La realización de un sondeo implica la ejecución alternada del muestreo, del avance y "rimado" de la perforación; por ello, la técnica de perforación que se utilice es una parte fundamental del trabajo de campo que influye en la calidad del muestreo.

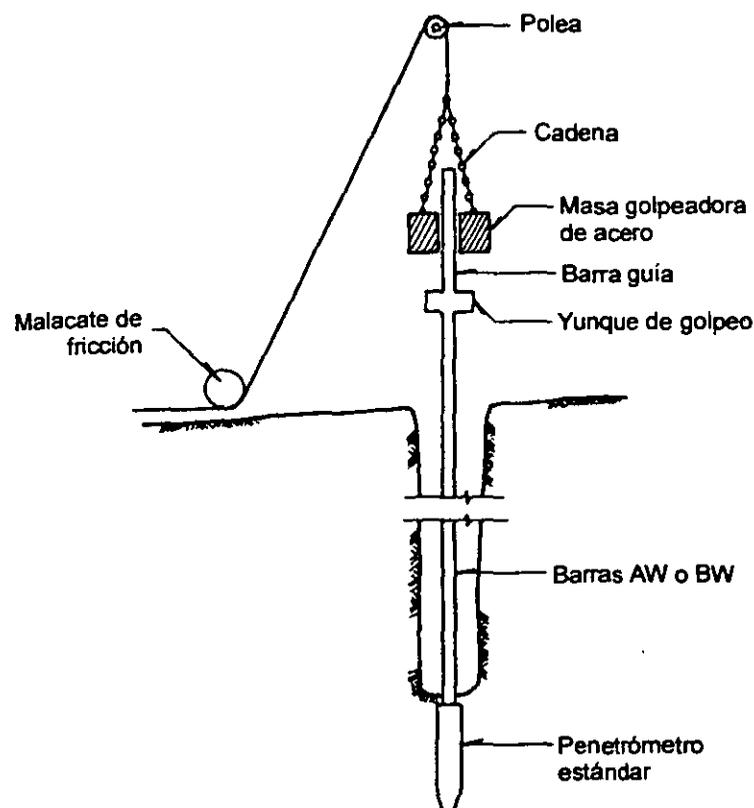


Fig. 2.16, Prueba de penetración estándar

La estratigrafía del sitio se define a partir del número de golpes N necesario para hincar el penetrómetro los 30cm (1ft), o el obtenido por extrapolación en los casos en que no penetre los 45cm (1.5ft) especificados, y de la clasificación de campo de suelos de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), como se muestra en la Fig. 2.17.

La correlación empírica entre el número de golpes N y la compacidad presentada en la Tabla 2.8, es válida para arenas localizadas arriba del nivel freático. Para tomar en cuenta la profundidad a la que se realiza la prueba y la posición del nivel freático se debe utilizar la correlación de la Fig. 2.18. La resistencia a la

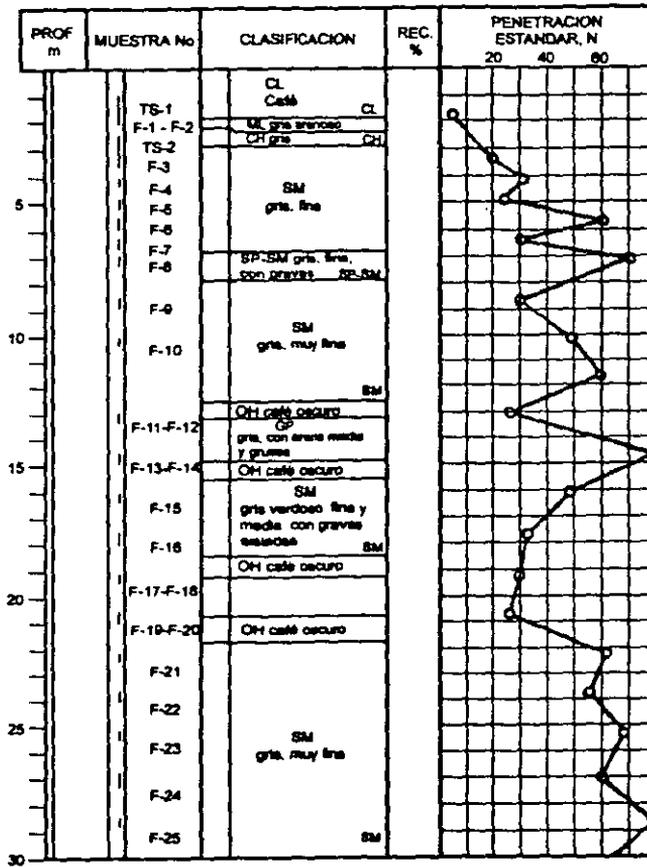
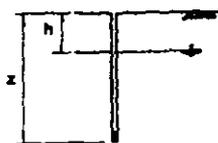
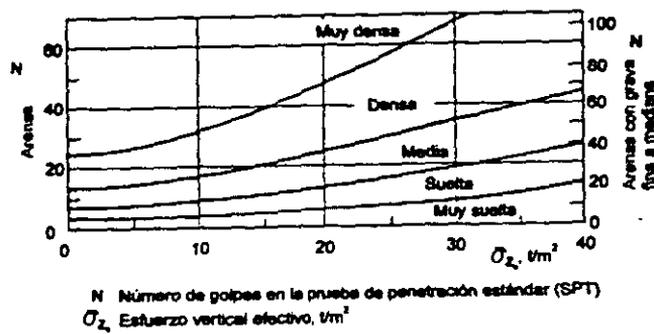


Fig. 2.17. Perfil estratigráfico de un sitio

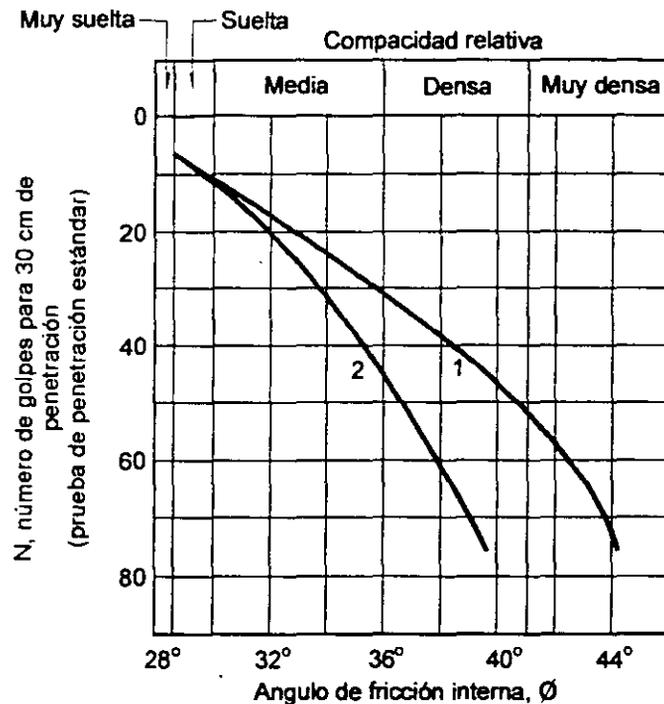


h profundidad del nivel freático, m
 z profundidad de la prueba, m
 γ_h peso volumétrico del suelo húmedo, t/m^3
 γ' peso volumétrico del suelo sumergido, t/m^3

$$\sigma_z = \gamma_h \cdot h + \gamma' (z-h)$$

$$\sigma_z = 1.8 h + 0.6 (z-h) \text{ (valor aproximado)}$$

Fig. 2.18, Correlación número de golpes vs. compacidad relativa de arenas



1 Relación para arenas medianas a gruesas de grano anguloso a redondeado

2 Relación para arenas finas y para arenas limosas

Fig. 2.19, Correlación número de golpes *us.* ángulo de fricción interna ϕ (Terzaghi and Peck, 1968).

Tabla 2.9, Correlación entre N , q_u y la consistencia (Terzaghi and Peck, 1968)

Consistencia	Muy blanda	Blanda	Media	Firme	Muy firme	Dura
N	2	2 - 4	4 - 8	8 - 15	15 - 30	30
q_u (kg/cm^2)	0.25	0.25 - 0.5	0.50 - 1.0	1.0 - 2.0	2.0 - 4.0	4.0

Brocas para perforación de suelos. Las brocas para la perforación de pozos con máquinas de rotación se eligen de acuerdo con la dureza de los materiales que se van a cortar; en la Fig. 2.20 se muestra el criterio general para la selección de estas herramientas y a continuación se resumen brevemente sus características aplicabilidad.

□ Broca tricónica. Consiste en tres conos giratorios embalados que tienen dientes de abrasión, de forma esférica para rocas duras, y de prismas agudos para rocas blandas (Fig. 2.21a). Se fabrican en muy

diversos diámetros (2 7/8, 4, 5 y 6 in, es decir, 7.3, 10, 12.5 y 15 cm, respectivamente); para enfriar la broca y arrastrar el material cortado a la superficie se utiliza un fluido de perforación (lodo, agua o aire) que sale al centro de la broca.

Esta broca se puede utilizar para perforar desde rocas duras a suelos duros (Fig. 2.20); es inadecuada para perforar suelos blandos, porque los conos difícilmente giran e incluso se atascan, porque el chiflón no limpia eficientemente los dientes de corte.

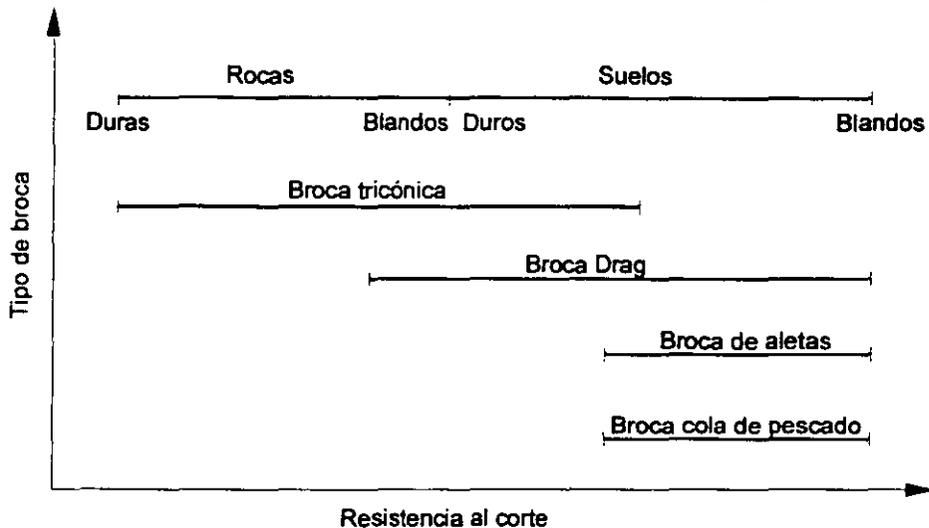


Fig. 2.20, Criterio de selección de una broca de perforación para suelos y rocas

El uso de estas bocas queda restringido a los basaltos y tobas duras, aclarando que en los basaltos, los martillos neumáticos que cortan a roto-percusión son más eficientes y reducen significativamente los costos de perforación; de manera similar, la broca "Drag" es más eficiente que la tricónica para perforar las tobas duras. La tricónica no debe usarse para perforar pozos de bombeo y sondeos, porque remoldea por amasado al suelo, reduciendo su permeabilidad y alterando su estructura.

del fondo de la perforación, que generan las brocas tricónica y Drag

Esta broca se puede utilizar en suelos de consistencia media a blanda; es la más adecuada para hacer perforaciones para sondeos e instalación de pozos de bombeo, porque deja agujeros limpios y poco alterados; adicionalmente, tiene las ventajas de ser significativamente más económica que la tricónica o la Drag, y sobre todo más eficiente.

- Broca Drag. Es una pieza sólida que tiene tres planos radiales de corte, protegidos con pastillas de carburo de tungsteno (Fig. 2.21b). Se fabrica desde 2in (5cm) de diámetro; para enfriar la broca y arrastrar el material cortado a la superficie se utiliza un fluido de perforación (lodo, agua o aire), que sale al centro de la broca. Su aplicabilidad abarca desde las rocas blandas a los suelos duros; no debe utilizarse para la ejecución de sondeos en suelos blandos, porque el chiflón de agua o lodo erosiona hasta 50cm (1.6ft) por debajo de la broca
- Broca de aletas. Consiste en dos placas de acero duro (aletas) que forman una hélice corta; la salida del agua o lodo a presión incide en la superficie superior de las aletas (Fig. 2.21c). Esta broca es de fabricación artesanal y puede construirse desde 2in (5cm) de diámetro. Esta broca se desarrolló para perforar los suelos blandos del Valle de México, eliminando el problema de erosión

- Broca de cola de pescado. Es una pieza sólida que consiste en dos placas triangulares ligeramente alabeadas, con su vértice en la parte inferior (Fig. 2.21d), aunque también pueden ser rectangulares y entonces la parte inferior es recta. Esta broca siempre es ciega, esto es, no tiene salidas para fluido de perforación, por lo que su uso se restringe a la llamada perforación de batido. Esta broca se puede utilizar en suelos de consistencia media a blanda. Esta broca es la más adecuada para hacer perforaciones sin eliminar el material cortado; por ejemplo, las perforaciones de batido que se requieren para el hincado de pilotes, para las que se agrega algo de agua al inicio de la perforación. Se utiliza también para perforar los estratos duros que impiden el hincado del cono eléctrico.
- Máquina perforadora rotatoria. En relación con estas máquinas debe tenerse en cuenta que se han diseñado para dos objetivos distintos: 1) para exploración minera y

geológica, en la que predomina la perforación en roca y frecuentemente se realiza desde túneles y galerías; en este campo se requieren máquinas capaces de desplazarse en laderas, con velocidades de rotación mayores de $700rpm$, de preferencia compactas y en las que la longitud de carrera del vástago de perforación no tiene mucha importancia; y 2) para exploración geotécnica se han desarrollado máquinas montadas en vehículos o remolques de gran movilidad, con velocidades de rotación menores de $800rpm$ y longitud del vástago de perforación mayor de $1.5m$, $5ft$ (sus características se presentan en la Tabla 2.10).

La diferencia fundamental entre ambos tipos de perforadoras radica en la longitud del vástago de perforación. Advirtiendo que la operación de los muestreadores de suelos requiere carreras mínimas de $75cm$ ($2.5ft$), resulta entonces que las perforadoras mineras únicamente pueden hacerlo en dos etapas de avance (carrera de $60cm$, $2ft$); lo que necesariamente induce alteración y remoldeo en las muestras, como consecuencia de la adherencia que se desarrolla durante la interrupción.

- Máquina perforadora de percusión. El uso de estas máquinas debe evitarse en los sondeos geotécnicos, porque alteran significativamente el suelo.
- Bombas de presión. La bomba para perforación debe ser capaz de operar con lodos bentoníticos. Las bombas más comunes son las de cavidad progresiva descritas en la Tabla 2.11, sin embargo, para sondeos poco profundos ($h < 50m$, $164ft$) se han venido utilizando bombas centrífugas de alta presión, sabiendo que sus impulsores quedan sujetos a un desgaste importante.
- Barras y ademes. Las dimensiones y pesos de las barras y ademes de perforación aparecen en las Tablas 2.12 y 2.13. Las barras EW se utilizan para la penetración del cono eléctrico, las AW y BW son las de empleo más general y las NW son poco recomendables para el muestreo de suelos. En cuanto a los ademes, se observa que sus

diámetros interiores, de 76 y $101mm$ (3 y $4in$), limitan el diámetro de los muestreadores que pueden pasar a través de ellos; por eso en sondeos en los que se pretenda utilizar muestreadores de mayor diámetro, queda obligado el uso de lodos de perforación que eliminen la necesidad del ademe metálico.

- c) Sondeo con medición de parámetros de perforación. Este tipo de sondeo se basa en la medición de una serie de parámetros del comportamiento del avance de la perforación, usualmente puede ser una broca tricónica de $2\frac{15}{16}in$ ($7.46cm$) pulgadas de diámetro con que se barrena el suelo. Los parámetros medidos con sensores electrónicos son:
 - Velocidad instantánea de avance (IAS, m/h)
 - Tiempo para perforar $1cm$ ($0.4in$) (TMCM, s)
 - Presión en las barras de perforación (TP, kg/cm^2)
 - Presión de inyección del fluido de perforación (IP, kg/cm^2)
 - Revoluciones por minuto de la herramienta de perforación (RPM, rpm)
 - Torque aplicado en la perforación ($kg-m$)
 - Reflexión de la energía
 - Indicadores de inclinación en dos ejes
 - Entradas adicionales para registrar parámetros auxiliares

Las variaciones de estos parámetros durante la perforación permiten captar con detalle las características estratigráficas del suelo, lo que no es posible lograr con las técnicas tradicionales.

La presión en la herramienta de perforación y la presión de inyección del fluido de perforación son parámetros que se emplean como indicadores del control de calidad de la perforación (Fortunati and Tomiolo, 1995). Los otros parámetros se emplean para evaluar la energía específica, definida como el trabajo empleado para remover del barreno de perforación un volumen unitario de suelo. La experiencia demuestra que la energía específica es una magnitud absoluta capaz de identificar un suelo dado y que los resultados son repetitivos y pueden extrapolarse para el mismo tipo de suelo en diferentes sitios. La energía se evalúa con la siguiente fórmula:

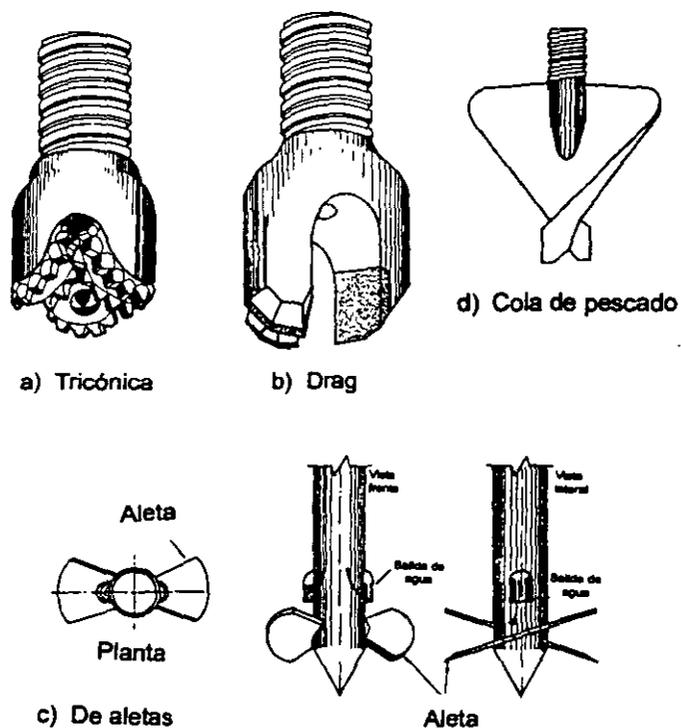


Fig. 2.21, Tipos de brocas

Tabla 2.10, Características de las máquinas de perforación

Máquina	Peso, en kg	Capacidad, en m		Fuerza de empuje, en kg	Velocidad de rotación, en rpm	Par máximo, en kg-m	Carrera de perforación, en m	Potenci en hp
		Espirales 4 1/2 in	Diámetro NW					
Longyear Mod.34 (*)	1130		260	3200	22 - 1510		0.6	36
Mobile Drill Mod. B53	1826	75	300	8568	27 - 716	824	1.2	97
Mobile Drill Mod. B61	3721	90	450	4800	65 - 850	1230	1.7	97
Acker Mod. AD II	2310	76	300	7200	55 - 553	632	1.8	50
Acker Mod. MP50	1996	46	300	3200	43 - 287	518	1.8	48
SIMCO Mod. 2800 Hs	1200	35	90	2950	0 - 300	207	1.9	32

(*) Máquina para exploración minera y geológica

Tabla 2.11, Características de las bombas

Marca	Tipo	Gasto, en l/min	Presión, en kg/cm ²	Potencia, en hp	Diámetros, en in	Maneja
Moyno Mod.3L6	Cavidad progresiva	162	16	7.5	3 x 2	Lodos densos
Barnes Mod Caracol	Centrífuga de alta presión	150	8	10	3 x 2	Lodos medios

Tabla 2.12, Medidas de las barras de perforación más usuales

Barra	ϕ _e		ϕ _i		ϕ _c		Peso, en kg/ml	Cuerdas por in
	in	mm	in	mm	in	mm		
EW	1 3/8	34.9	7/8	22.2	7/16	12.7	4.6	3
AW	1 23/32	44.4	1 7/32	30.9	5/8	15.9	6.5	3
BW	2 1/8	54.0	1 3/4	44.5	3/4	19.0	6.2	3
NW	2 5/8	66.7	2 1/4	57.2	1 3/8	34.9	8.0	3

Longitud estándar: 3.05m (10ft)

ϕ_e diámetro exterior

ϕ_i diámetro interior

ϕ_c diámetro interior del cople

Tabla 2.13, Medidas de los ademes más usuales

Ademe	ϕ _e		ϕ _i		Peso, en kg/m	Cuerdas por in
	in	mm	in	mm		
NW	3 1/2	88.9	3	76.2	12.8	4
HW	4 1/2	114.3	4	101.6	16.8	4

ϕ_e diámetro exterior

ϕ_i diámetro interior

$$E = \frac{F}{A} + \frac{2\pi NT}{AR} \quad (2.4)$$

donde:

E energía específica, kJ/m³
 F empuje en la herramienta de perforación, kN

N velocidad de rotación, rps

T torque, kN-m

R velocidad de penetración, m/s

A área de la sección transversal de la perforación, m²

Los sensores empleados para monitorear las variables anteriormente descritas, van

montados directamente en el equipo de perforación y conectados a una unidad de control con salida gráfica al mismo tiempo que se almacenan en una unidad de memoria.

Esta técnica de exploración es recomendable para suelos duros y rocas. En la Fig. 2.22 se presenta el registro de campo de un sondeo con medición de parámetros de perforación. El perfil estratigráfico fue inferido de los detritos de la propia perforación y corroborado con un sondeo de penetración estándar (SPT) efectuado en el mismo sitio.

Esta técnica se viene usando extensamente en Francia desde 1970, particularmente en suelos secos o duros, en donde la penetración estándar es de precisión muy dudosa

2.3.5 Exploración geotécnica *in-situ*

a) Piezometría

- Piezocono. Es un dispositivo mediante el cual puede medirse la presión de poro del

agua intersticial del suelo a diferentes profundidades en un sitio determinado. Los parámetros obtenidos con la prueba permiten conocer las condiciones piezométricas del suelo (Tortenson, 1975; Wissa *et al.*, 1975).

El piezocono está compuesto por un transductor electrónico calibrado, colocado en el interior de una camisa metálica de 2 in (5cm) con punta cónica (Fig. 2.23). El contacto de la fase líquida del suelo con el transductor ocurre arriba de la punta cónica, donde se encuentran dos piedras porosas diametralmente opuestas. Entre éstas y el transductor existe una cámara que se satura con un líquido (generalmente glicerina desaireada). De esta forma se asegura que la presión ejercida por el agua que rodea al piezocono se transmita íntegra a una membrana que forma parte del transductor. Para obtener buenos resultados es necesario garantizar una buena saturación de la cámara para evitar la formación de burbujas de aire en su interior.

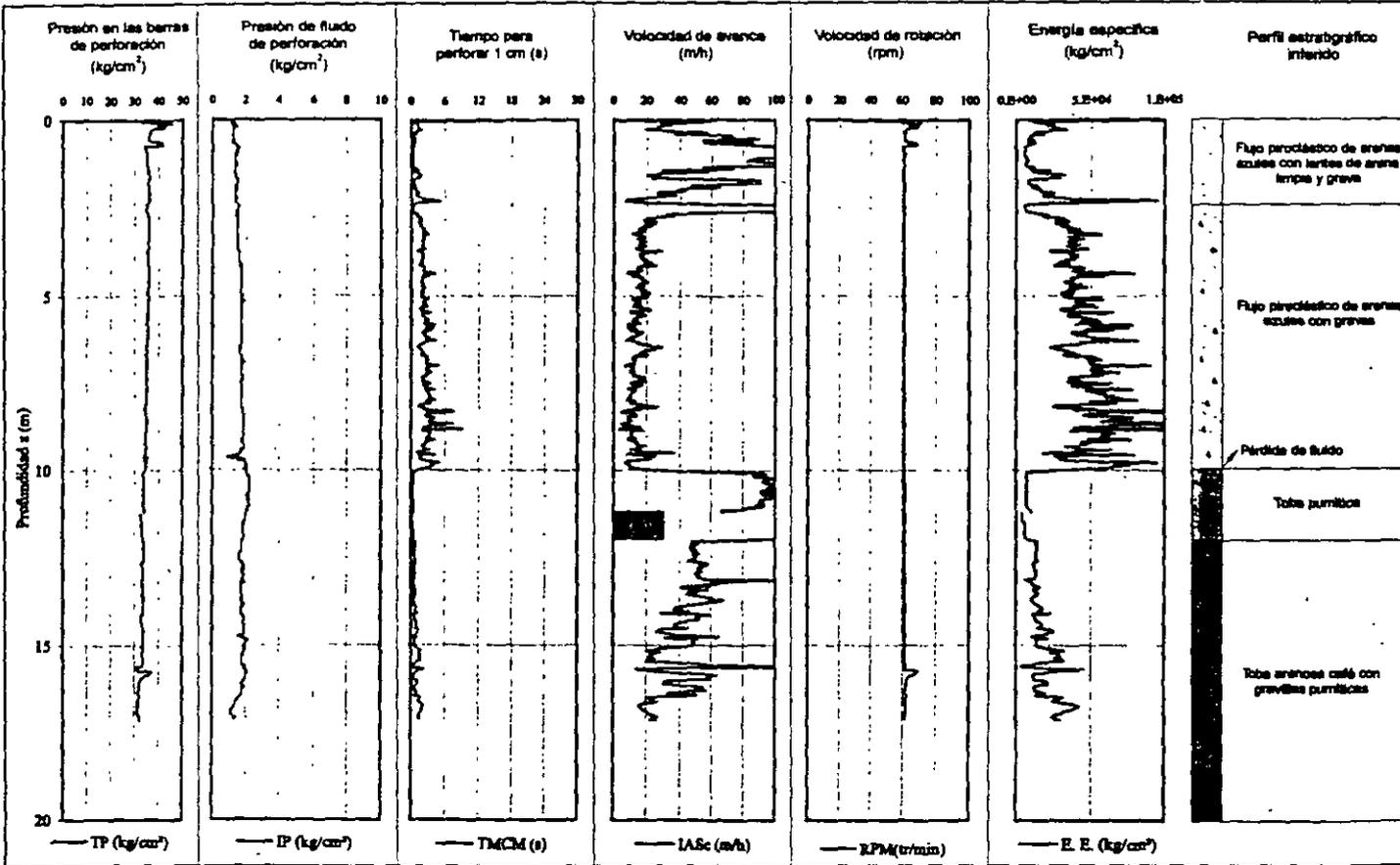


Fig. 2.22, Sondeo con medición de parámetros de perforación

El equipo que se utiliza para el hincado del piezocono en el suelo es similar al que se emplea en una prueba de cono eléctrico convencional. La velocidad de hincado del piezocono no es mayor a 2cm/s (0.8in/s), para evitar generar una sobrepresión que podría dañar el transductor.

El procedimiento de ejecución de una prueba de piezocono (Fig. 2.23); consiste en hincarlo a velocidad constante hasta una cierta profundidad y después se suspende el hincado, se toman lecturas de presión de poro hasta alcanzar la presión de equilibrio del suelo. El tiempo necesario dependerá del tiempo de respuesta del transductor y de la permeabilidad del suelo en cuestión. Las mediciones de la presión de poro generalmente se realizan en estratos permeables cuya profundidad puede definirse indirectamente con los resultados de un sondeo de cono eléctrico complementado con un sondeo de muestreo previo.

En cada medición se grafica una curva de disipación de la presión de poro contra el tiempo transcurrido después de suspenderse el hincado (Fig. 2.24); cuando las lecturas tienden a ser constantes se dice que se ha alcanzado la presión de estabilización cuyo valor es la presión de poro existente en el suelo antes del hincado. Se ha observado que la estabilización de las lecturas comienza a partir de los 15min para suelos limoarenosos, con tiempos máximos del orden de 45min para suelos de menor permeabilidad.

Finalmente se dibujan los resultados de todo el sondeo en una gráfica que relaciona la presión de poro medida con el piezocono a cada profundidad. En la Fig. 2.25 se presentan los resultados de un sondeo con piezocono comparados con los datos obtenidos de una estación piezométrica convencional (EP-2) ubicada en el mismo lugar y mediciones de la misma fecha de la prueba. Esta figura demuestra que el piezocono permite determinar la distribución de presiones de manera semejante a lo que se puede lograr con una estación piezométrica, pero en tiempo y costo menores.

□ Piezómetros abiertos

Piezómetro abierto tipo Casagrande. Este dispositivo permite determinar la presión de poro de un lugar a cierta profundidad, midiendo

el nivel del agua que se establece en un tubo vertical provisto de una celda permeable en su extremo inferior. Con la información que se obtiene se puede evaluar:

El estado inicial de esfuerzos del sitio en estudio

La variación de la presión con el tiempo

La influencia del proceso constructivo en la presión de poro

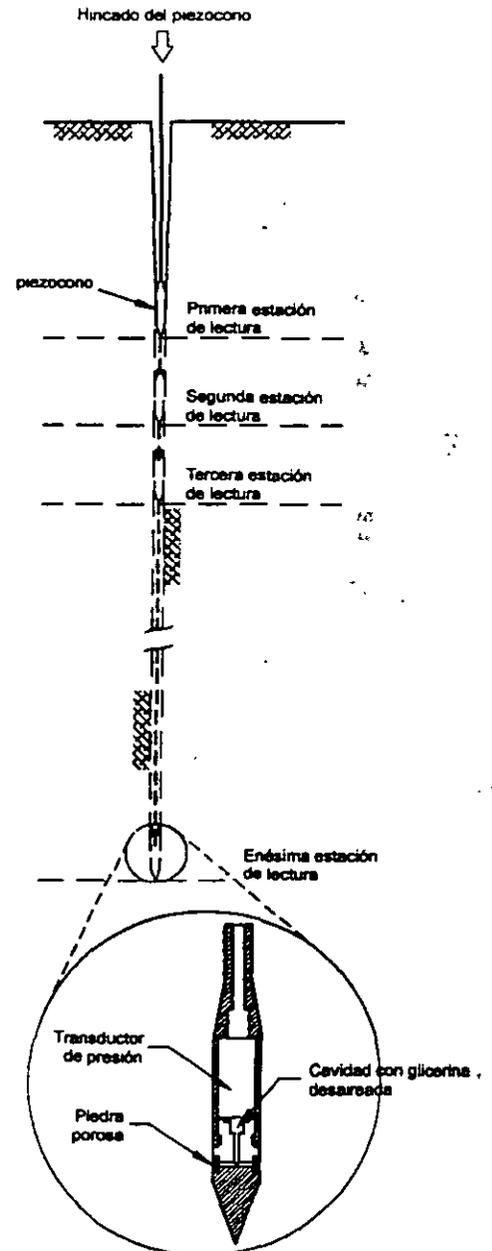


Fig. 2.23, Piezocono

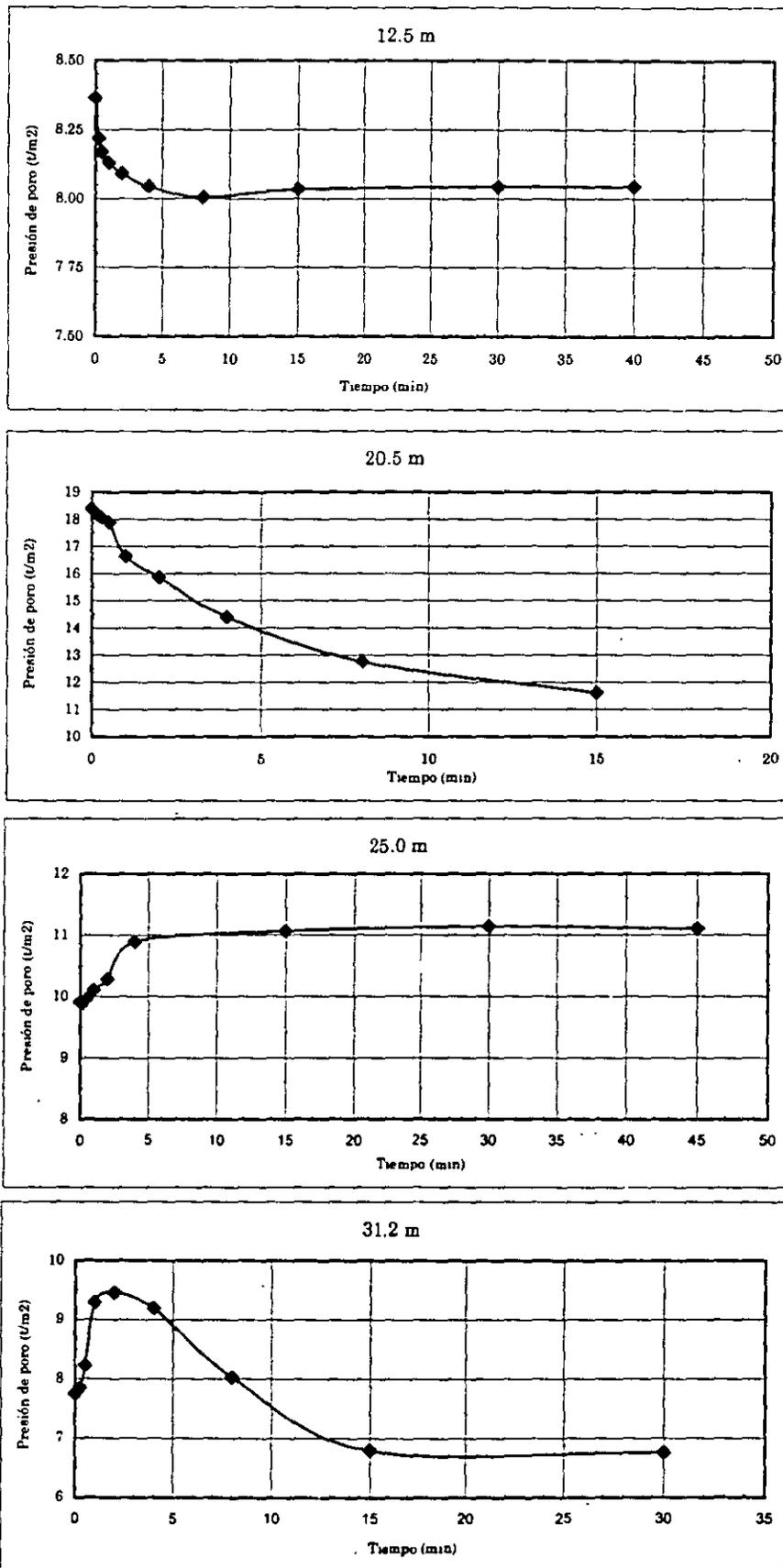


Fig. 2.24, Curvas típicas de disipación de la presión de poro con el tiempo

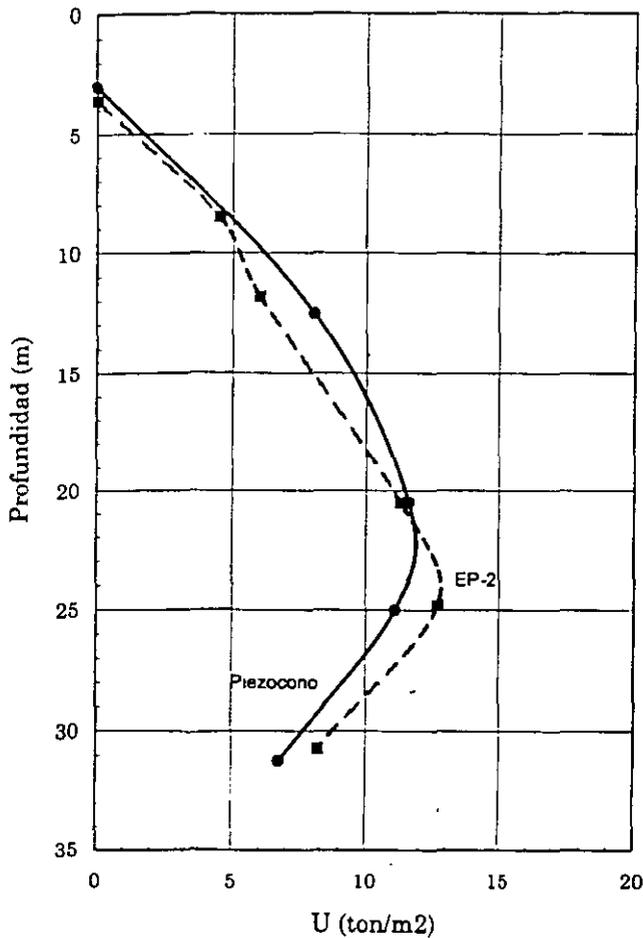


Fig. 2.25, Comparación de mediciones con piezocono y piezómetros convencionales

El piezómetro abierto se muestra en la Fig. 2.26. Consta de un tubo vertical, generalmente es PVC o metálico de 1.25cm (0.5in) de diámetro, con coples cementados, y una celda permeable en su parte inferior. La más usual es la celda de PVC de 3.81cm (1.5in) de diámetro y 30cm (1ft) de altura, con ranuras horizontales de 1mm que permiten el paso del agua; se acostumbra llenar la celda permeable con arena de partículas mayores de 2mm (0.08in); usualmente se coloca un fieltro o una malla muy fina para confinar la arena dentro de la celda.

Instalación. Los piezómetros tipo Casagrande se introducen en perforaciones verticales, cuidando que la celda permeable se mantenga libre de lodo y quede rodeada de un filtro de arena

limpia. La secuencia de instalación se presenta en la Fig. 2.27 y consta de las siguientes etapas:

1. Se perfora el suelo con un diámetro de 7.5cm (3in) hasta 60cm (2ft) por debajo de la profundidad de instalación del piezómetro; el fluido de perforación debe ser agua.
2. Se instala ademe metálico de diámetro N y se hace circular agua limpia hasta que retorne con un mínimo de material en suspensión.
3. Simultáneamente a lo anterior se ensambla el piezómetro con la longitud total del tubo vertical (por ejemplo 30m, 98.4ft) para permitir que el cemento de los coples tenga tiempo suficiente para endurecer; si se emplea tubería metálica en las cuerdas se debe colocar cinta de teflón.
4. Se extrae el ademe 30cm (1ft) y se vacía arena bien graduada en el pozo, controlando su volumen.
5. Se coloca el piezómetro dentro del pozo, comprobando que quede bien asentado en la arena. Esta maniobra se hace aprovechando la flexibilidad de la tubería de PVC de 1.25 ó 2.54cm (0.5 ó 1in) de diámetro, que fácilmente admite radios de curvatura de 3m (10ft), aproximadamente; cuando se utiliza tubería metálica se enrosca a medida que se introduce en el pozo. En cualquier caso se coloca un tapón superior roscado o débilmente cementado, con una pequeña perforación para que el aire atrapado tenga salida.
6. Se extrae el ademe en tramos de 10cm (4in), vaciando gradualmente la arena dentro del pozo hasta 30cm (1ft) por arriba del bulbo.
7. Se agrega bentonita en bolas para sellar un tramo de un metro del pozo, controlando su volumen.
8. Se extrae el ademe y se rellena el pozo con lodo arcilloso.

Profundidad de instalación de las celdas. Deben colocarse coincidiendo con los estratos permeables que aseguren su buen funcionamiento; en la Fig. 2.28 se muestra como hacerlo, aprovechando un perfil estratigráfico obtenido con el cono eléctrico.

Por lo tanto, una estación piezométrica siempre está constituida por varias celdas de medición, usualmente dos o cuatro, en igual número de perforaciones. En la Fig. 2.29 se presenta la manera de construir los registros de protección. En la parte inferior de la tapa del registro deberá indicarse la información que identifique la profundidad de cada celda, así como un nivel de referencia de las elevaciones.

Medición. La celda permeable permite determinar la altura piezométrica del agua del estrato en que fue instalado; siempre que el sello impida la intercomunicación con los otros lentes que queden por arriba. El tiempo de respuesta de este piezómetro es lento, probablemente de varios días, porque tiene que acumularse el agua dentro del tubo vertical, hasta alcanzar la altura de equilibrio.

El nivel del agua dentro del tubo vertical se determina con una sonda eléctrica integrada por un cable eléctrico dúplex flexible y un medidor de resistencia (óhmetro); la punta del cable lleva una boquilla de plástico que impide que los dos alambres conductores puedan hacer contacto con la pared interior del tubo; tiene también un lastre metálico para tensar el cable y asegurar la precisión de la medición. Una vez que los conductores tocan la superficie del agua cierran

el circuito, y el óhmetro lo registra; la precisión de la medición es de más o menos 1.0cm (0.4in) de columna de agua. La medición de la altura piezométrica debe estar relacionada con un nivel de referencia instalado junto al piezómetro (Fig. 2.29).

Interpretación. Una vez estabilizados los niveles del agua en el interior de los tubos que componen la estación piezométrica, y conociendo el valor de los esfuerzos totales, se puede determinar la variación de los esfuerzos efectivos.

□ **Piezómetro neumático**

Este dispositivo, al igual que el piezómetro abierto, permite determinar la presión de poro de un lugar, a una cierta profundidad, midiendo directamente la presión que ejerce el agua sobre una membrana o diafragma; como el volumen de agua que se requiere para activar la membrana es muy reducido, su tiempo de respuesta es corto. Lo anterior hace que estos piezómetros sean particularmente adecuados para detectar los cambios de presión de poro provocados a consecuencia de un proceso constructivo.

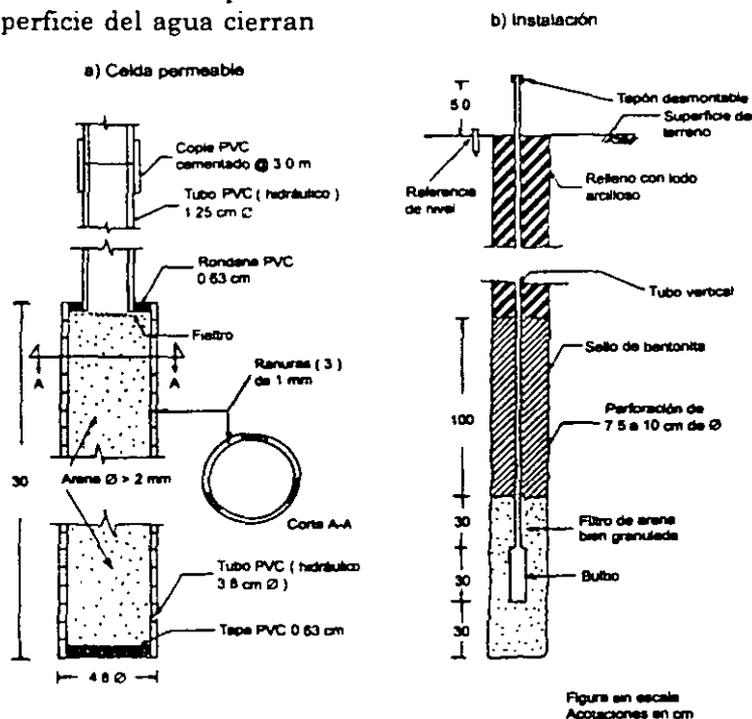


Fig. 2.26, Piezómetro abierto

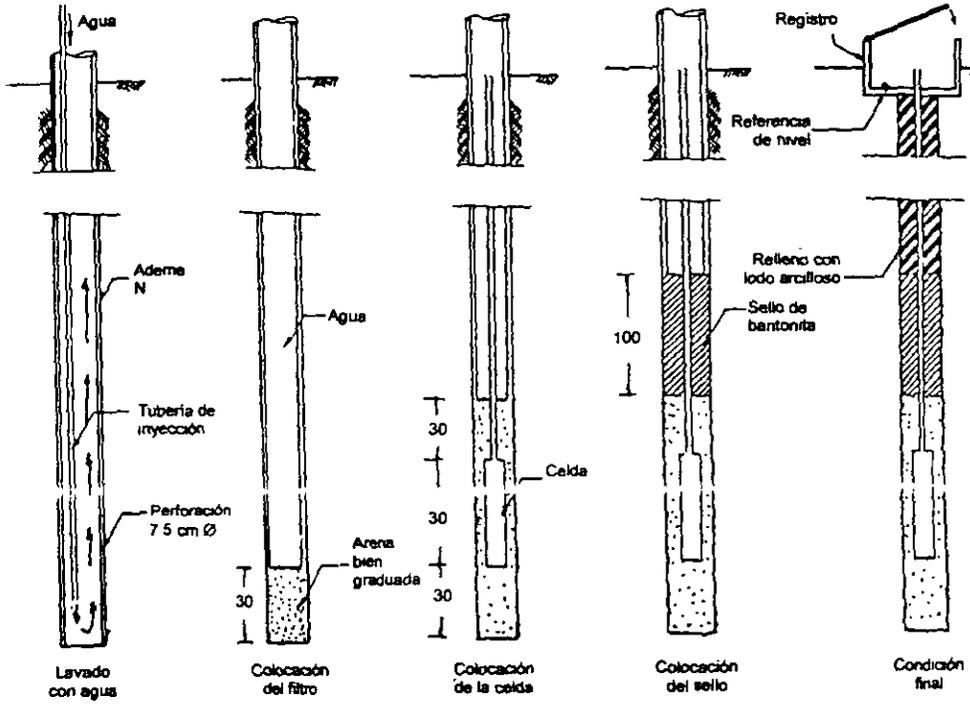


Figura sin escala
Anotaciones en cm

Fig. 2.27, Instalación de piezómetros

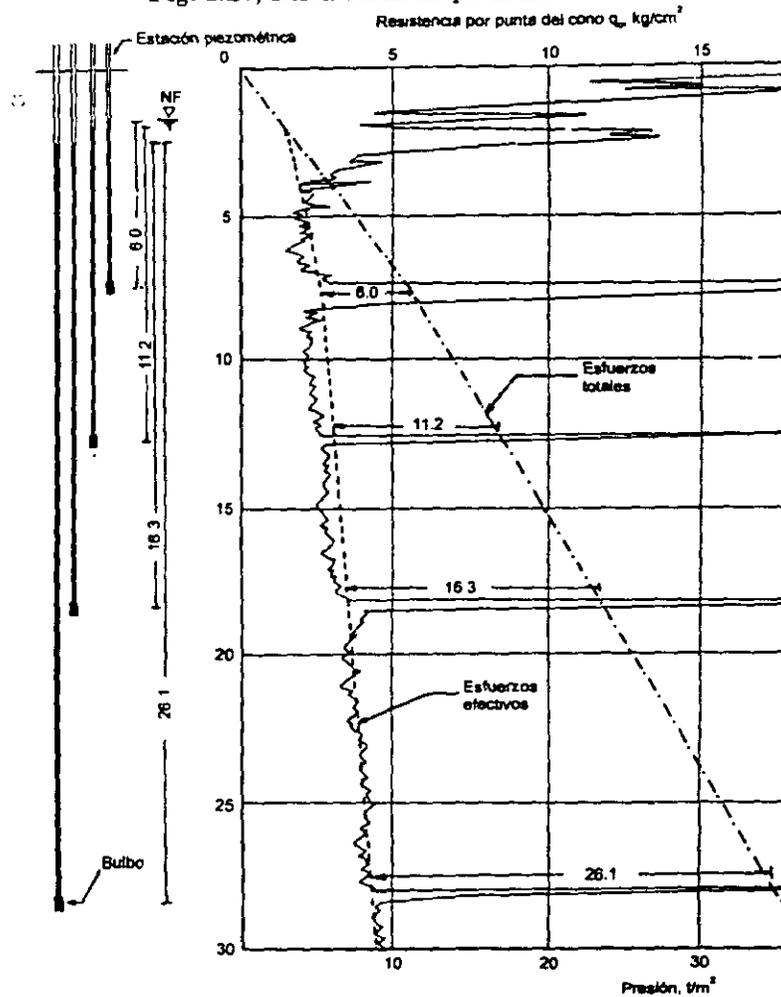


Fig. 2.28, Criterios de instalación de piezómetros

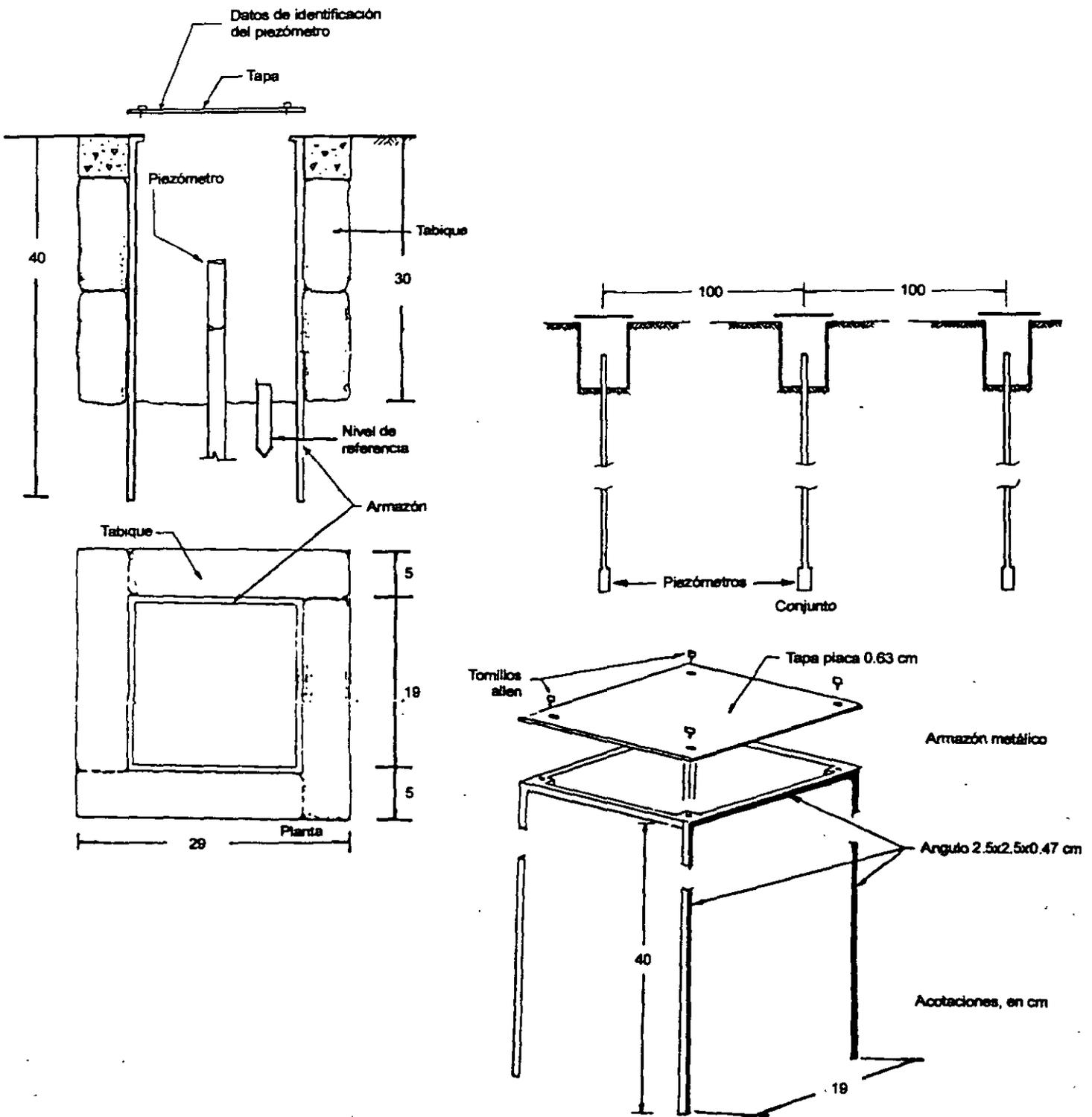


Fig. 2.29, Registro protector de piezómetros abiertos

En la Fig. 2.30 se muestra un piezómetro neumático, en el que su sensor está formado dos piezas cilíndricas de acero inoxidable, unidas con 6 tornillos de 6mm (0.24in) de diámetro; ambas piezas aprisionan perimetralmente la membrana flexible de acero inoxidable de 0.05mm (0.002in) de espesor. Por debajo de la membrana se encuentra el bulbo perimetral de PVC y la piedra porosa fina; por arriba están los dos arosellos, el exterior se sella herméticamente a la membrana y el interior, más pequeño, que sirve para controlar la operación del aire a presión.

Complementan este aparato las dos líneas de tubo flexible "polyflo", una para introducir el aire a presión y la otra de salida; finalmente, un tramo de tubería de PVC de 1.9cm (0.75in) de diámetro, en cuyo extremo inferior queda fijo el piezómetro neumático.

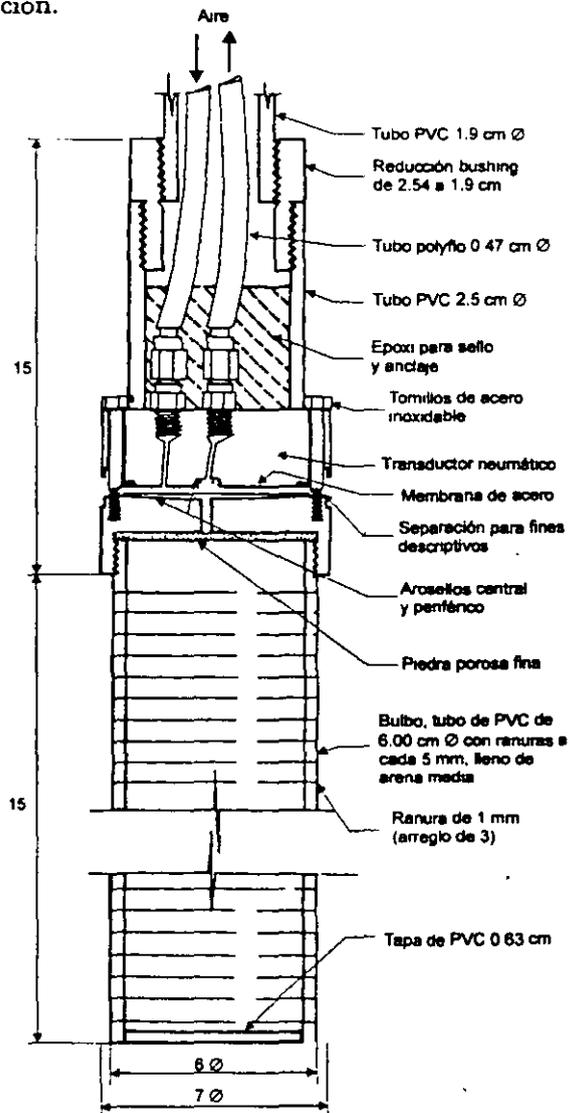
Instalación. Estos piezómetros o celdas se instalan en perforaciones verticales, cuidando que el bulbo permeable se mantenga libre de lodo, y que quede confinado en un filtro de arena limpia; las etapas del procedimiento de instalación son similares a las descritas para los piezómetros abiertos con el cuidado adicional de proteger con tapones los tubos de polyflo, de entrada y salida del aire, debe también identificarse el extremo superior de cada línea. Es necesario tener en cuenta que un solo grano de arena que penetre en los tubos de aire obstruirán el funcionamiento del piezómetro.

Criterios de instalación. Las celdas deben colocarse coincidiendo preferentemente con los estratos permeables para asegurarse de su mejor funcionamiento; si es necesario, estos piezómetros pueden colocarse en una estrato arcilloso, aún cuando hace mucho más lento su tiempo de respuesta.

Otro criterio de instalación para este tipo de piezómetros es colocarlos únicamente en el estrato permeable, cuya condición de subpresión pudiera poner en peligro la estabilidad de una excavación, ya que permitirían detectar cambios de presión en corto tiempo.

Calibración previa. Estos piezómetros deben calibrarse antes de ser instalados a una presión del doble de la operación, para lo cual se introducen en una cámara hermética llena de

agua a presión; dicha cámara tiene dos orificios para el paso de los tubos polyflo que conducen el aire. La calibración consiste en aplicar una presión conocida al agua y medir la correspondiente en el piezómetro; en la Fig. 2.31 se muestra una curva de calibración típica, en la que puede apreciarse cierta distorsión para presiones menores de 1kg/cm² (98.1kPa) Esto último no necesariamente es importante, por que la curva de calibración se repite. La precisión de la calibración está condicionada a las sensibilidades de la membrana y del sistema de medición.



Dibujo en escala
Anotaciones en centímetros

Fig. 2.30, Piezómetro neumático tipo Instituto de Ingeniería

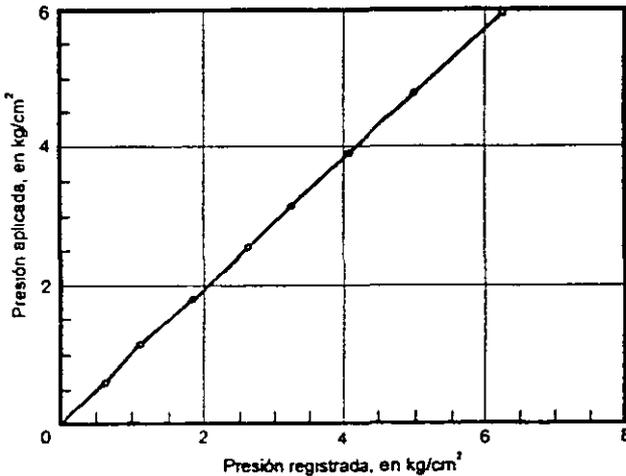


Fig. 2.31, Calibración de un piezómetro neumático

Operación. La presión que ejerce el agua en la membrana se determina equilibrándola con aire, valiéndose de un sistema de aire a presión controlada, identificado usualmente como consola de medición. En la Fig. 2.32 se presenta una consola para presión de $400kPa$ ($4kg/cm^2$, $40m$ de columna de agua), así como el arreglo para la medición, que opera en las siguientes etapas:

1. Se conectan los tubos de entrada y salida del piezómetro a la consola de medición
2. Se cierra el regulador de presión y la válvula de purga, y se abren las válvulas de paso y del tanque
3. Se abre gradualmente el regulador, observando la presión en el manómetro de $400kPa$ ($4kg/cm^2$) que registra presión a una presión de $50kPa$ ($0.5kg/cm^2$, $5m$ de

columna de agua). A continuación se abre la válvula del manómetro de mercurio y se mide con una precisión de $1mm$ ($0.04in$).

4. La medición de la altura piezométrica debe estar relacionada con un nivel de referencia superficial instalado junto al piezómetro

Los piezómetros neumáticos son instrumentos delicados cuya instalación y operación debe encomendarse a personal cuidadoso debidamente entrenado. Este tipo de piezómetros pueden instalarse en estratos de arcilla, a condición de que en la interpretación de las mediciones se tome en cuenta la demora en su tiempo de respuesta.

□ Piezómetro abierto hincado

Se trata de un piezómetro tipo Casagrande, pero de instalación más simple y por ello resulta más confiable. Permite determinar la presión de poro de un lugar a cierta profundidad, midiendo el nivel del agua que se establece en la punta permeable de un tubo vertical hincado a presión.

El piezómetro abierto se muestra en la Fig. 2.33. Consta de un tubo de cobre de $1.58cm$ ($0.62in$) de diámetro y $30cm$ ($1ft$) de longitud, con perforaciones de $5mm$ ($0.2in$) forrado con fieltro permeable, en su parte superior se une a un tubo de fierro galvanizado de $1.90cm$ ($0.75in$) de diámetro en tramos de $1.0m$ ($3.3ft$) con coples. En el extremo inferior se une una punta cónica de acero de $2.7cm$ ($1.06in$) de diámetro, con sello temporal de silicón al tubo galvanizado.

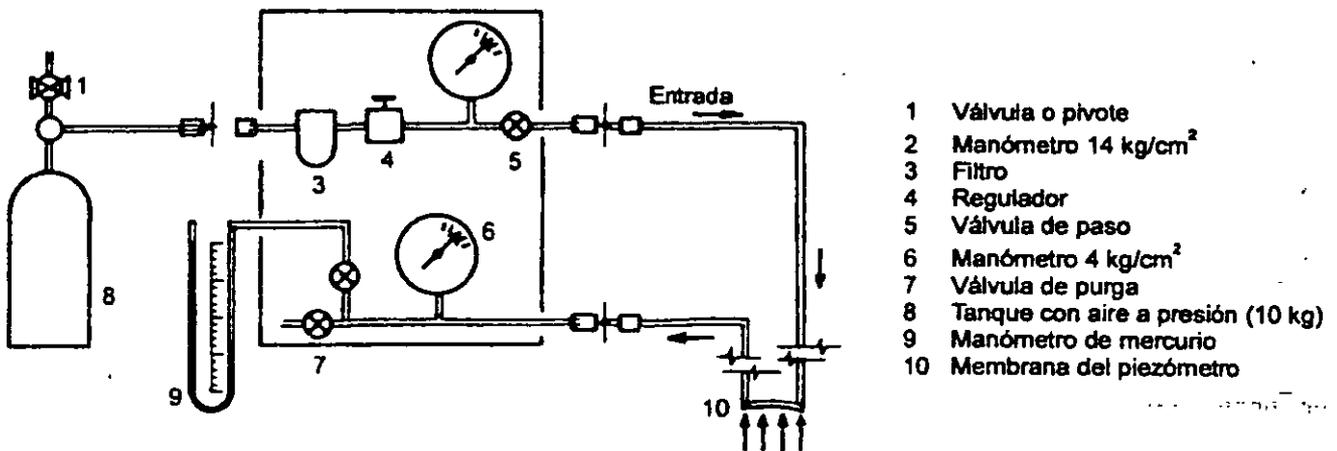


Fig. 2.32, Equipo de medición

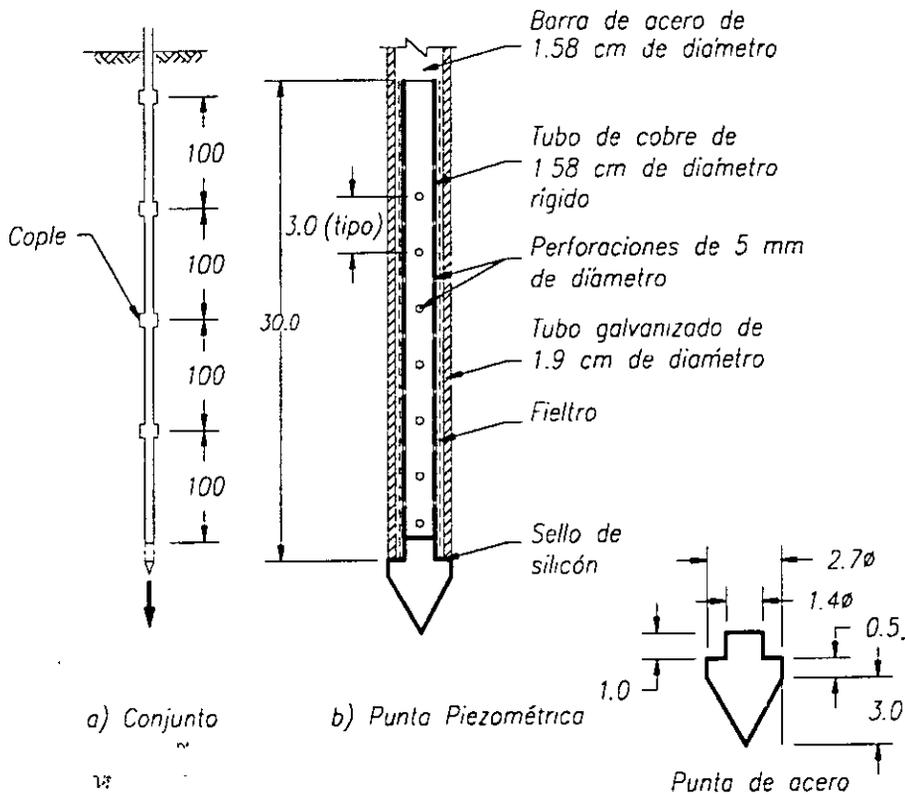


Fig. 2.33, Punta piezométrica

Instalación. Este tipo de piezómetros se hincan en el suelo con ayuda de gatos hidráulicos de una perforadora. Cuando los suelos son muy blandos pueden hincarse manualmente a percusión o con barrena helicoidal. El procedimiento utilizando una máquina o con equipo manual se describe a continuación (Fig. 2.34):

1. Se perfora manualmente con una barrena helicoidal o con una perforadora mecánica, hasta 1m (3.3ft) por arriba de la profundidad de instalación.
2. Se hincan el piezómetro en el suelo en la posición cerrada, hasta la profundidad de proyecto (Fig. 2.34a); en estas condiciones el sello de silicón evita que penetre agua y lodo al interior del tubo. Cuando el hincado se hace a percusión, se coloca una cabeza protectora cubriendo la cuerda de los tubos.
3. Se introduce en el piezómetro una barra auxiliar de acero de 0.95cm (0.37in) de diámetro, en tramos de 1.5m (5ft) con cuerda, para formar una columna continua; a continuación se introduce agua, hasta igualar el nivel en el interior del tubo (NA) con el nivel freático (NF). Posteriormente, con la barra auxiliar se empuja a presión la punta de la

celda permeable (Fig. 2.34b), o bien con los impactos de un martillo hasta abrir el piezómetro 20cm (8in).

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

Los elementos permeables de los piezómetros deben colocarse coincidiendo con los estratos permeables que aseguren su buen funcionamiento; para ello es muy recomendable aprovechar un perfil estratigráfico obtenido con el cono eléctrico, debido a que esta técnica detecta con precisión los estratos duros de materiales permeables. Consecuentemente, una estación piezométrica siempre estará constituida por varios bulbos de medición, usualmente de dos a cuatro, en igual número de perforaciones, pero a distintas profundidades. Una vez finalizada la instalación de los piezómetros, se deberán proteger con un registro metálico. Deben colocarse leyendas que identifiquen su profundidad y elevación de referencia.

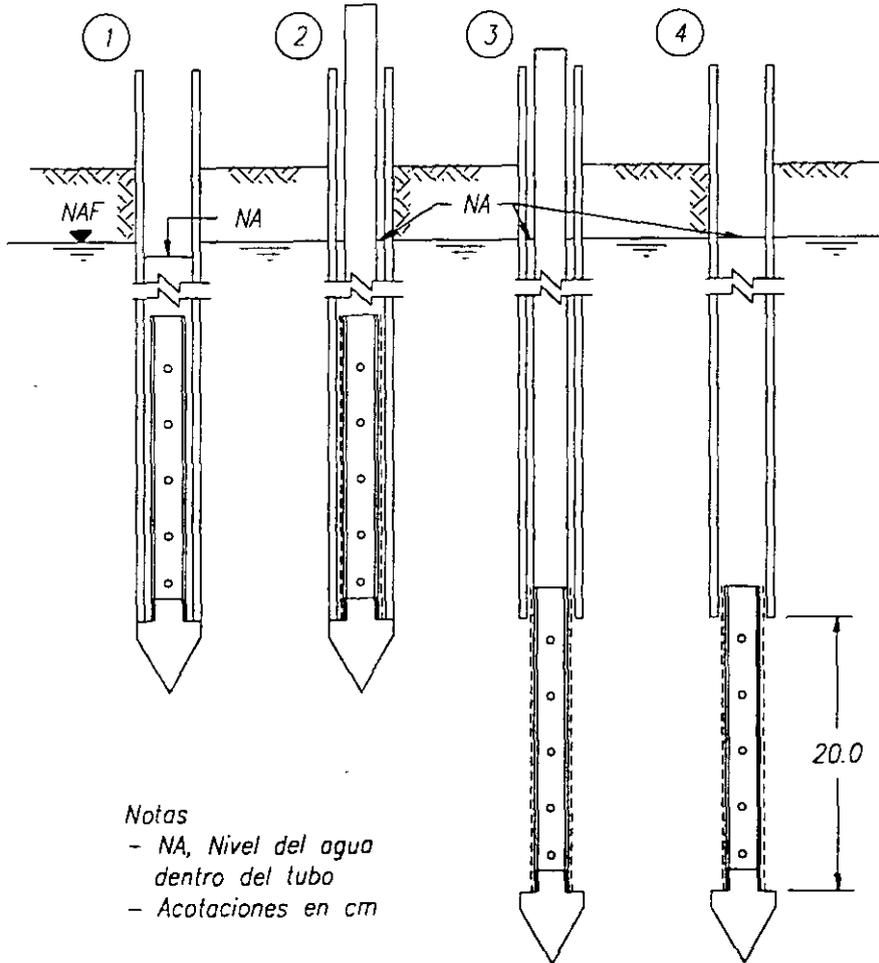


Fig. 2.34, Instalación de punta piezométrica

Medición. El nivel del agua dentro del tubo se determina con la ayuda de una sonda eléctrica integrada por un cable dúplex flexible y un medidor de resistencia (óhmetro). El tiempo de respuesta de este piezómetro es lento, probablemente de varios días, porque debe acumularse el agua dentro del tubo vertical, hasta alcanzar la altura de equilibrio.

Interpretación. Una vez estabilizados los niveles del agua en el interior de los tubos que componen una estación piezométrica, y conociendo la variación de los esfuerzos totales, se puede determinar la variación de los esfuerzos efectivos.

b) Dilatómetro de Marchetti (DMT).

El dilatómetro de Marchetti consiste de una paleta de acero templado, que tiene en el centro de una de sus caras una membrana circular de acero que expande con gas a presión; se conecta

a la unidad de control por medio de una manguera neumática y cables conductores, ambos alojados por dentro de las barras de perforación (Fig. 2.35). La prueba consiste en hincar la hoja en el suelo con las barras de perforación haciéndola avanzar hasta una cierta profundidad, después expandir la membrana y realizar tres mediciones con la unidad de control.

La primera lectura consiste en medir la presión necesaria para inflar la membrana circular cuando esta se halla separado de la hoja 0.05mm (0.002in), a esta lectura se le denomina p_0 . La segunda lectura se toma al momento en que la separación sea de 1.10mm (0.044in) dentro del suelo (Fig. 2.35), este valor se conoce como p_1 . La tercera lectura, conocida como p_2 , se toma disipando lentamente la presión de inflado hasta que nuevamente la expansión de la membrana sea de 0.05mm (0.002in). La unidad de control posee un sistema auditivo y visual

para detectar cuando tomar las tres lecturas anteriores.

El sondeo se completa hasta la profundidad de interés con medición de lecturas a cada 20 ó 30cm (0.66 ó 1ft) en toda la profundidad de interés. Para hincar el dilatómetro en el suelo se utiliza un equipo similar al que se emplea para hincar un cono eléctrico en el suelo.

Interpretación de las lecturas. Con las tres lecturas anteriores de cada profundidad se determinan los parámetros siguientes:

Índice de presión U_D . Se considera que la expansión de la membrana es una carga circular en la superficie de un semiespacio elástico, con módulo de Young E y relación de Poisson ν , el desplazamiento S del centro de la membrana sujeta a una presión normal σ_p es (Gravensen, 1960):

$$S = \frac{4 R \Delta p (1 - \mu^2)}{\pi E} \quad (2.5)$$

donde:

R radio de la membrana (30mm, 1.2in)
 σ_p presión aplicada

La relación $E/(1 - \nu^2)$ es conocida como "módulo dilatométrico E_D " y se calcula sustituyendo $S = 1.1mm$ (0.44in) y $\sigma_p = p_1 - p_2$ en la ecuación 2.5, dando como resultado:

$$E_D = 34.7 (p_1 - p_2) \quad (2.6)$$

Al esfuerzo lateral normalizado sobre la membrana se le denomina "índice de esfuerzo", K_D :

$$K_D = \frac{p_o - u_o}{\sigma'_{vo}} \quad (2.7)$$

donde:

σ'_{vo} esfuerzo vertical efectivo
 u_o presión de poro antes del hincado del dilatómetro
 p_o lectura A corregida

El índice del material I_D , (utilizado para estimar la estratigrafía y el tipo de suelo) es:

$$I_D = \frac{p_1 - p_o}{p_o - u_o} \quad (2.8)$$

en donde p_1 , p_o y u_o ya fueron definidos. El índice de presión de poro U_D (usado para clasificación del suelo) es definido como (Lutenegger and Kabir, 1988):

$$U_D = \frac{p_2 - u_o}{p_o - u_o} \quad (2.9)$$

donde p_2 , p_o y u_o ya fueron definidos. Los parámetros obtenidos con el dilatómetro se basan en correlaciones que emplean los índices anteriores y que a continuación se describen.

□ Presión de poro en la penetración

La presión p_2 medida con el dilatómetro (DMT) es comparada con la presión de poro bajo la suposición de que cuando se deja de aplicar presión sobre la membrana, se presenta un espacio vacío entre esta y el suelo circundante; este espacio se llena con agua y la membrana del DMT registra esta presión. Lutenegeger and Kabir (1988) reemplazaron la membrana del dilatómetro colocando una piedra porosa y un transductor de presión en la misma posición. Posteriormente compararon los valores de la presión p_2 medidos 1min después de alcanzar la profundidad de prueba, con la presión de poro generada durante el hincado del DMT ($u = u_o + u_e$) medida mediante este "piezómetro modificado" o "piezohoja" inmediatamente después de que se alcanzó la profundidad de prueba (u_o es la presión de poro en equilibrio y u_e es el exceso de presión de poro generada durante el hincado).

En suelos cohesivos encontraron que el valor de p_2 es muy cercano al valor de u , especialmente en arcillas blandas (Fig. 2.36). En arenas, Lutenegeger (1988) y Robertson *et al.*, (1988a) encontraron que p_2 es igual a la presión de poro en equilibrio u_o (Fig. 2.37). Esto se debe al hecho de que el drenaje en estos suelos ocurre 1 minuto después de la penetración, y que la presión de poro en equilibrio u_o es restablecida al mismo tiempo que la presión p_2 se mide.

□ Coeficiente de empuje de tierras en reposo K_o .

• Arcillas. Existen correlaciones empíricas entre el coeficiente de presión lateral de tierras K_o y el índice de esfuerzo K_D . Entre las de mayor uso se encuentran las siguientes (Lunne, 1990):

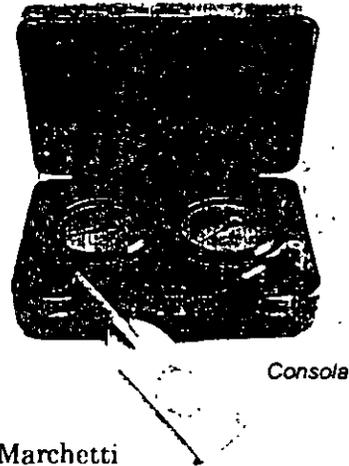
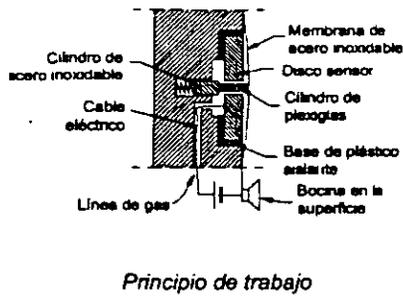
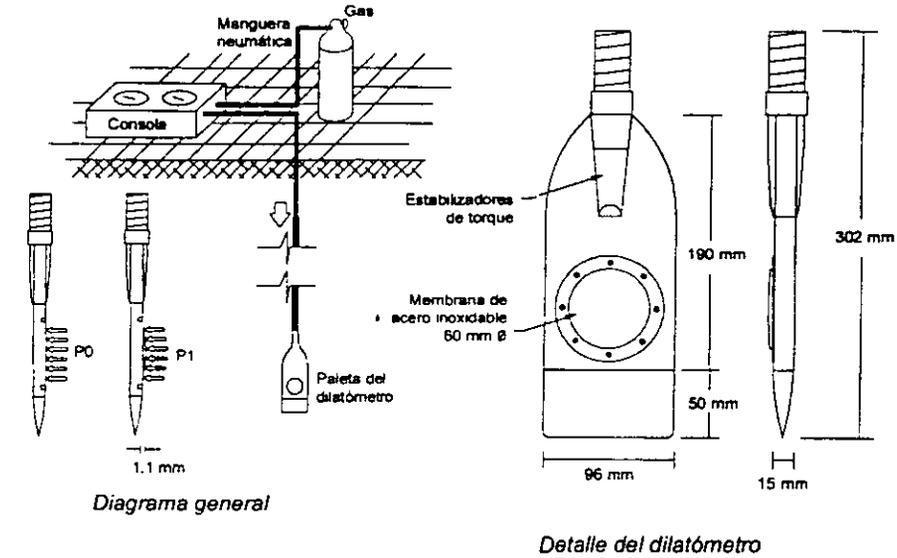


Fig. 2.35. Dilatómetro de Marchetti

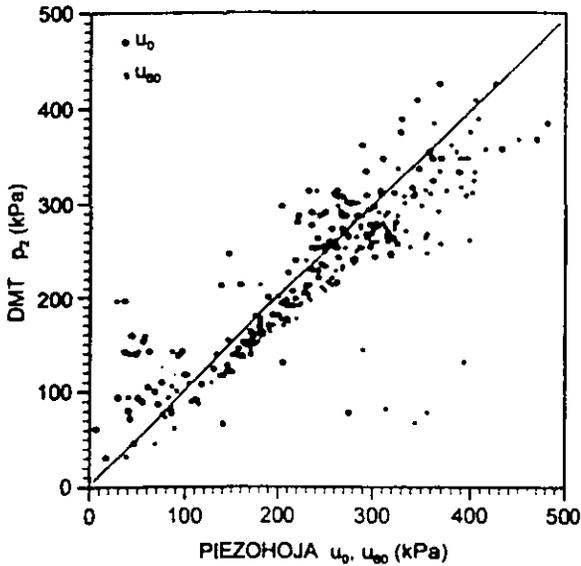


Fig. 2.36. Comparación entre u_e y p_2 (Lutenegger and Kabir, 1988)

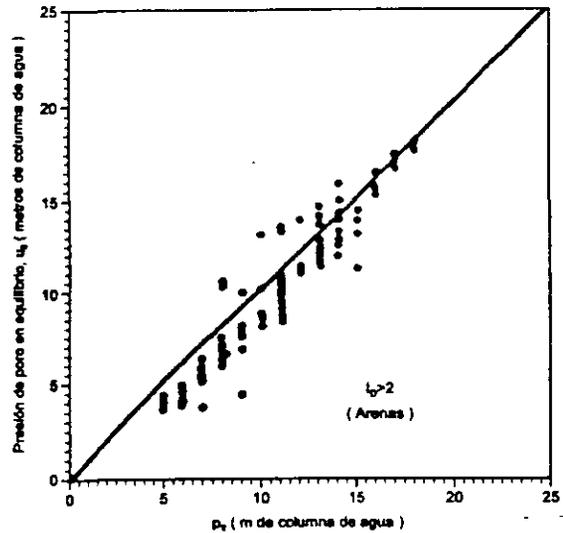


Fig. 2.37. Comparación entre p_2 y la presión de poro en equilibrio estático en arenas (Robertson *et al.*, 1988)

Para arcillas jóvenes: $K_0 = 0.34 K_D^{0.54} (S_v / \sigma'_{vo} \leq 0.50)$ (2.10)

Para arcillas viejas: $K_0 = 0.68 K_D^{0.54} (S_v / \sigma'_{vo} > 0.80)$ (2.11)

Arcillas con menos de 60,000 años se consideran como jóvenes y arcillas viejas aquellas mayores a 70 millones de años. Las ecuaciones anteriores son para arcillas con $I_D \leq 1.2$ y $K_D < 4$.

- Arenas. Schmertmann (1983) propuso la siguiente expresión para estimar K_0 en arenas no cementadas:

$$K_0 = \frac{40 + 23K_D - 86K_D(1 - \sin\phi'_{ax}) + 152(1 - \sin\phi'_{ax}) - 717(1 - \sin\phi'_{ax})^2}{192 - 717(1 - \sin\phi'_{ax})} \quad (2.12)$$

donde:

K_D índice de esfuerzo
 ϕ'_{ax} ángulo de fricción axisimétrico calculado a partir del ángulo del plano de deformación en la prueba de dilatómetro.

En vista de que este método resulta algo complicado, Lacasse and Lunne (1988) recomiendan el uso de la carta de la Fig. 2.38 (Marchetti, 1985) para la obtención preliminar de K_0 . Este método requiere conocer la resistencia de punta q_c .

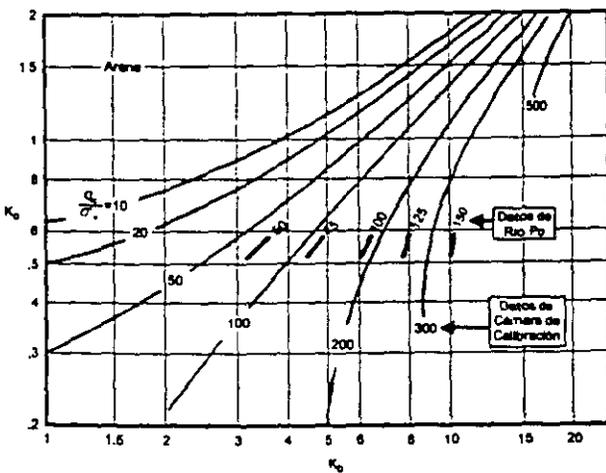


Fig. 2.38, Carta para interpretar K_0 a partir de K_D y q_c (Marchetti, 1985)

□ Clasificación del suelo

Como resultado de pruebas en diferentes tipos de suelos se correlacionó el "Índice del material, I_D ", un parámetro que depende del tamaño de las partículas del suelo (Marchetti, 1980), depende relativamente del OCR (Marchetti, 1980) y que es independiente del grado de saturación (Lutenegger, 1988, Schmertmann, 1982 y Lacasse and Lunne, 1986). Consecuentemente, la correlación presentada en la Tabla 2.14 por Marchetti (1980) relaciona el valor de I_D con el tipo de suelo.

Tabla 2.14, Clasificación del suelo basada en el I_D (Marchetti, 1980)

Tipo de suelo	I_D
Turba / Arcillas sensitivas	< 0.10
Arcilla	0.10 - 0.35
Arcilla limosa	0.35 - 0.60
Limo arcilloso	0.60 - 0.90
Limo	0.90 - 1.20
Limo arenoso	1.20 - 1.80
Arena limosa	1.80 - 3.30
Arena	> 3.30

□ Angulo de fricción interna en arenas (ϕ)

Marchetti (1985) presenta un procedimiento para obtener el ángulo de fricción interna en arenas haciendo uso de la resistencia de punta del cono eléctrico q_c y del coeficiente de empuje de tierras en reposo K_0 , determinado de acuerdo al subinciso anterior (Fig. 2.39). Lacasse and Lunne (1988) evaluaron este método propuesto por Marchetti, obteniendo una buena comparación con resultados de pruebas triaxiales drenadas en compresión.

□ Módulo de elasticidad (E)

Hasta la fecha, dos valores del módulo de elasticidad han sido objeto de investigación: el módulo de Young secante al 25% de la resistencia (E_{25}) y el módulo tangente inicial E_i . Los valores de referencia se obtuvieron de pruebas de compresión triaxial tipo UU ensayadas a una presión de confinamiento igual al esfuerzo horizontal medido con el dilatómetro. De acuerdo a estas experiencias (Robertson *et al.*, 1988a, Campanella *et al.*, 1985, Baldi *et al.*, 1986 y Bellotti, 1989) sugieren la siguiente relación entre el módulo E y el módulo del dilatómetro E_D :

$$E = F E_D \quad (2.13)$$

La Tabla 2.15 y la Fig. 2.40 muestran los valores de F , los que pueden usarse para obtener un a primera estimación de E a partir de la ecuación 2.13

□ Relación de preconsolidación (OCR)

- Arcillas. Marchetti (1980) propuso correlacionar la relación de preconsolidación de pruebas realizadas en odómetro con el índice de esfuerzo K_D . Jamiolkowski *et al.*, (1988) y Lacasse and Lunne (1988) sugirieron más investigación experimental así como la incorporación de diferentes experiencias en diferentes sitios de Noruega. Hasta ahora, el trabajo que aporta una mayor comprensión

es el desarrollado por Lunne *et al.*, (1989). Los datos en que se basaron se presentan en la Fig. 2.41, el procedimiento consiste en lo siguiente:

- Usar la relación S_u/σ'_{vo} o alguna evidencia geológica para verificar si la arcilla es joven o vieja. Lunne *et al.*, (1990) propusieron: $S_u/\sigma'_{vo} \leq 0.8$ para arcillas jóvenes y $S_u/\sigma'_{vo} > 0.8$ para arcillas viejas.

Para arcillas jóvenes:

$$OCR = 0.3 K_D^{1.17} \quad (2.14)$$

Para arcillas viejas:

$$OCR = 2.7 K_D^{1.17} \quad (2.15)$$

Tabla 2.15, Factor de corrección F (Lutenegger,1988)

Tipo de suelo	Módulo	F	Referencia
Suelos cohesivos	E_1	10	Robertson <i>et al.</i> , 1989
Arena	E_1	2	Robertson <i>et al.</i> , 1989
Arena	E_{25}	1	Campanella <i>et al.</i> , 1985
Arena normalmente consolidada	E_{25}	0.85	Baldi <i>et al.</i> , 1986
Arena preconsolidada	E_{25}	3.5	Baldi <i>et al.</i> , 1986

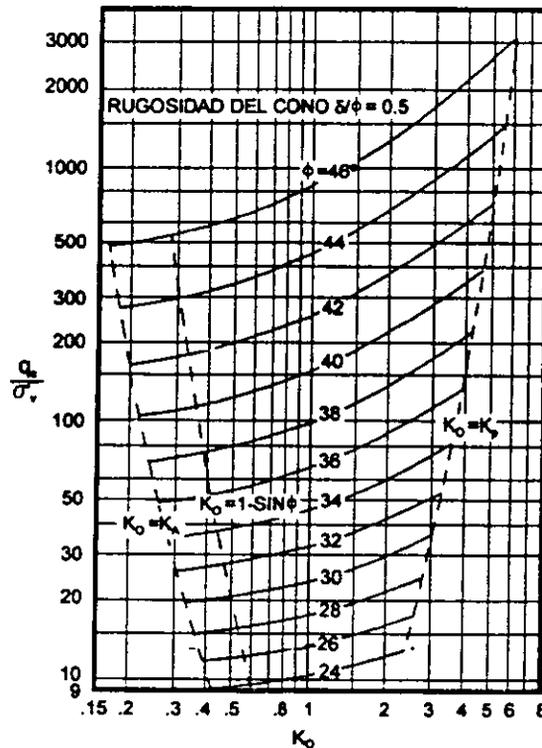


Fig. 2.39, Carta para interpretar ϕ a partir de q_c y K_o (Marchetti, 1985)

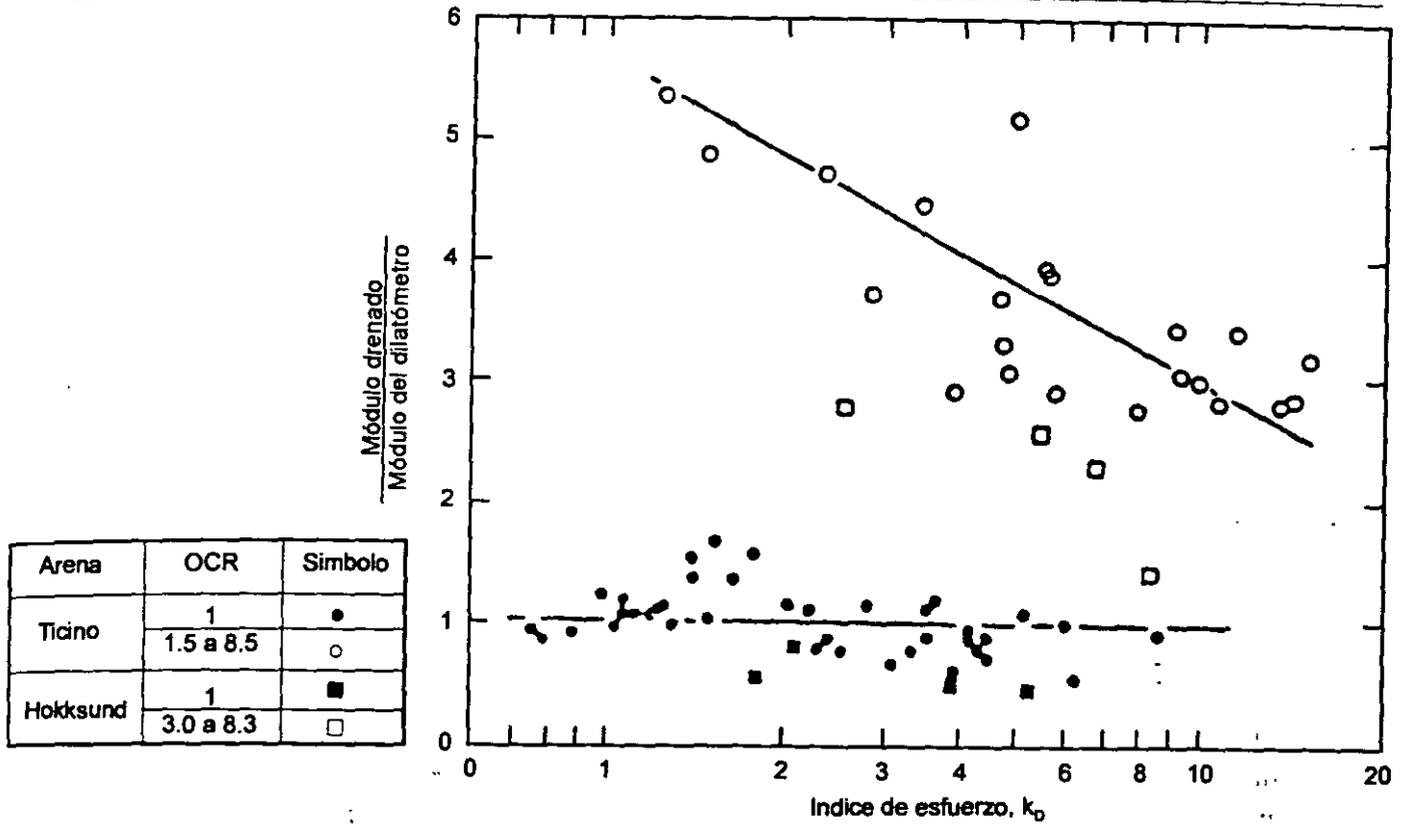


Fig. 2.40, Evaluación del módulo de Young de arenas a partir de la prueba del dilatómetro (Belloti *et al.*, 1989)

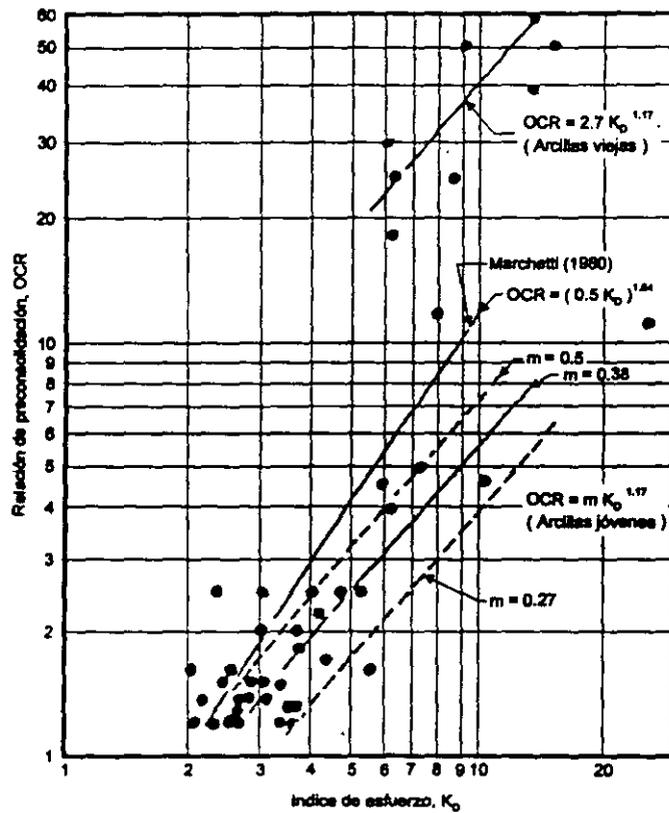


Fig. 2.41, Revisión del OCR para la prueba de dilatómetro (Lunne *et al.*, 1989)

Se puede presentar una variación de $\pm 30\%$ en los valores determinados por estas ecuaciones.

- Arenas. Schmertmann (1988) adaptó una relación propuesta por Mayne and Kulhawy (1982) para encontrar el **OCR** a partir de del coeficiente de empuje de tierras en reposo K_o y del ángulo de fricción axisimétrico drenado ϕ'_{ax} . Schmertmann propuso para arenas con un $I_D \geq 1.20$:

$$OCR = \left(\frac{K_o}{1 - \sin \phi'_{ax}} \right)^{(1/(0.8 \sin \phi'_{ax}))} \quad (2.16)$$

donde:

- ϕ'_{ax} ángulo drenado de fricción axisimétrica calculado a partir del ángulo del plano de deformación en la prueba de dilatómetro
- K_o coeficiente de empuje de tierras en reposo obtenido con dilatómetro

Schmertmann (1988) no recomienda este método para el caso de arenas viejas o cementadas. Para otros tipos de arenas indica que este método parece sobrestimar el valor del **OCR** hasta en un 16%.

□ Resistencia no drenada

Marchetti (1980) presenta la siguiente correlación entre la resistencia no drenada del suelo (S_u) y el índice de esfuerzo K_D :

$$S_u = 0.22 \sigma'_{vo} (0.5 K_D)^{1.25} \quad (2.17)$$

La correlación anterior se derivó de pruebas realizadas con veleta, pruebas triaxiales tipo UU y pruebas de compresión no confinada. El uso de esta ecuación no es recomendable para el caso de arcillas fisuradas y/o cementadas preconsolidadas. Los valores estimados de S_u parecen estar influenciados por el tipo de prueba que se utilice para medir S_u en un suelo dado. Lacasse and Lunne (1988) reconocieron este hecho y presentaron tres correlaciones entre K_D y S_u : a partir de los valores no corregidos de la prueba de veleta, la prueba de corte simple y la prueba triaxial de compresión, adaptadas a partir de la correlación de Marchetti. El uso de cada correlación depende

de cada caso en particular y son recomendable para arcillas blandas no cementadas.

Roque *et al.*, (1988) argumentaron que la inserción del dilatómetro puede considerarse como una prueba de carga horizontal a la falla, por consiguiente proponen el uso de la fórmula clásica de capacidad de carga para estimar la resistencia no drenada del suelo:

$$S_u = \frac{p_1 - \sigma_{ho}}{N_c} \quad (2.18)$$

donde:

- p_1 presión de expansión inicial (máxima) en la prueba de dilatómetro
- σ_{ho} esfuerzo total horizontal ($\sigma_{ho} = K_o \sigma'_{vo} + u_o$)
- σ'_{vo} esfuerzo vertical efectivo
- u_o presión de poro *in situ*.
- K_o coeficiente de presión de tierras en reposo

En la Tabla 2.16 se presentan los valores propuestos para N_c .

Tabla 2.16, Valores de N_c según el tipo de suelo

Tipo de suelo	N_c
Arcilla frágil y limo	5
Arcilla media	7
Arcilla plástica no sensitiva	9

c) Cono sísmico

Es un dispositivo mediante el cual pueden medirse en campo las velocidades de las ondas corte y de compresión en el suelo a diferentes profundidades. El equipo funciona bajo un mismo principio de operación semejante a una prueba tipo "pozo abajo" (*Down-hole*) y ha demostrado su utilidad para obtener las propiedades dinámicas de suelos blandos y arenas sueltas (Mooney, 1974; Rice, 1984).

El cono sísmico está compuesto por un par de péndulos unidireccionales suspendidos en el interior de una camisa metálica con punta cónica de 5cm (2in) de diámetro, un sistema de amplificación que puede alimentarse con corriente alterna o con corriente directa y una tarjeta de adquisición de datos conectada a una computadora que almacena la información generada durante el sondeo.

El equipo para hincar el cono sísmico en el suelo es similar al que se utiliza para llevar a cabo una prueba de cono eléctrico convencional.

En la Fig. 2.42 se presenta un esquema del "procedimiento de ejecución" de una prueba de cono sísmico; consiste en generar ondas de cortante en la superficie golpeando los extremos de un tablón de madera al que se le coloca un geófono testigo que permite determinar el instante en que se provocan los impactos. Considerando las trayectorias de propagación que siguen las ondas de corte, debe cuidarse que el sondeo de cono se ubique perpendicularmente a la dirección del impacto, a una distancia de entre 1 y 3m (3.3 y 10ft).

Las ondas de cortante así generadas viajan a través de la masa de suelo hasta ser detectadas por el cono sísmico a una cierta profundidad. El sistema de adquisición de datos permite monitorear simultáneamente al geófono testigo y a los péndulos unidireccionales del cono; consecuentemente, es posible determinar el tiempo que las ondas de corte tardan en viajar desde la superficie hasta el cono. Para maximizar la señal que recibe el cono, éste debe orientarse de manera que el plano de oscilación de uno de los péndulos sea paralelo a la dirección del impacto.

Con los datos del sondeo se construye el perfil de la curva dromocrónica, que es una gráfica de tiempos de arribo de la onda de corte para cada profundidad de prueba, haciendo una corrección del tiempo para tomar en cuenta la trayectoria inclinada respecto del punto de impacto; la pendiente entre dos puntos de medición consecutivos es la velocidad de la onda de corte. En la Fig. 2.43 se presenta esquemáticamente la gráfica de los datos medidos y derivados de los ensayos, así como la gráfica de la velocidad de la onda de corte en cada profundidad; en las Figs. 2.44 y 2.45 se muestran los resultados de sondeos efectuados en depósitos de arena y arcilla, respectivamente, complementados con el perfil de resistencias de punta de cono eléctrico como referencia (Contreras, 1997).

A partir de la densidad del suelo se obtiene el módulo de rigidez al corte máximo $G_{m\acute{a}x}$ con la siguiente ecuación de la teoría de la elasticidad.

$$G = \rho V_s^2 \quad (2.19)$$

donde:

ρ	densidad del suelo (γ/g)
γ	peso volumétrico del suelo (kg/m^3)
g	aceleración de la gravedad (m/s^2)
V_s	velocidad de la onda de corte (m/s)

Asimismo, con los valores de la velocidad de la onda de corte medidos en el sitio se determina el período natural del suelo mediante la siguiente ecuación:

$$T_o = \frac{4H}{V_s} \quad (2.20)$$

donde:

T_o	período natural del sitio (s)
H	profundidad total de exploración (m)
V_s	velocidad promedio de la onda de corte en toda la profundidad explorada (m/s)

Cuando las variaciones de la velocidad de la onda de corte son significativas, V_s se calcula con la siguiente expresión, siempre y cuando la estratificación y la superficie del terreno sean sensiblemente horizontales, y no haya fronteras laterales que invaliden la hipótesis de propagación unidimensional:

$$V_s = \frac{H}{\sum \frac{h_i}{V_{s_i}}} \quad (2.21)$$

donde:

V_{s_i}	velocidad de la onda de corte medida a la profundidad i -ésima (m/s)
h_i	espesor del estrato i -ésimo (m)

(Ver Nota 3 de los Editores al final de este capítulo, con referencias adicionales sobre la "Sonda suspendida" y "Cross Hole")

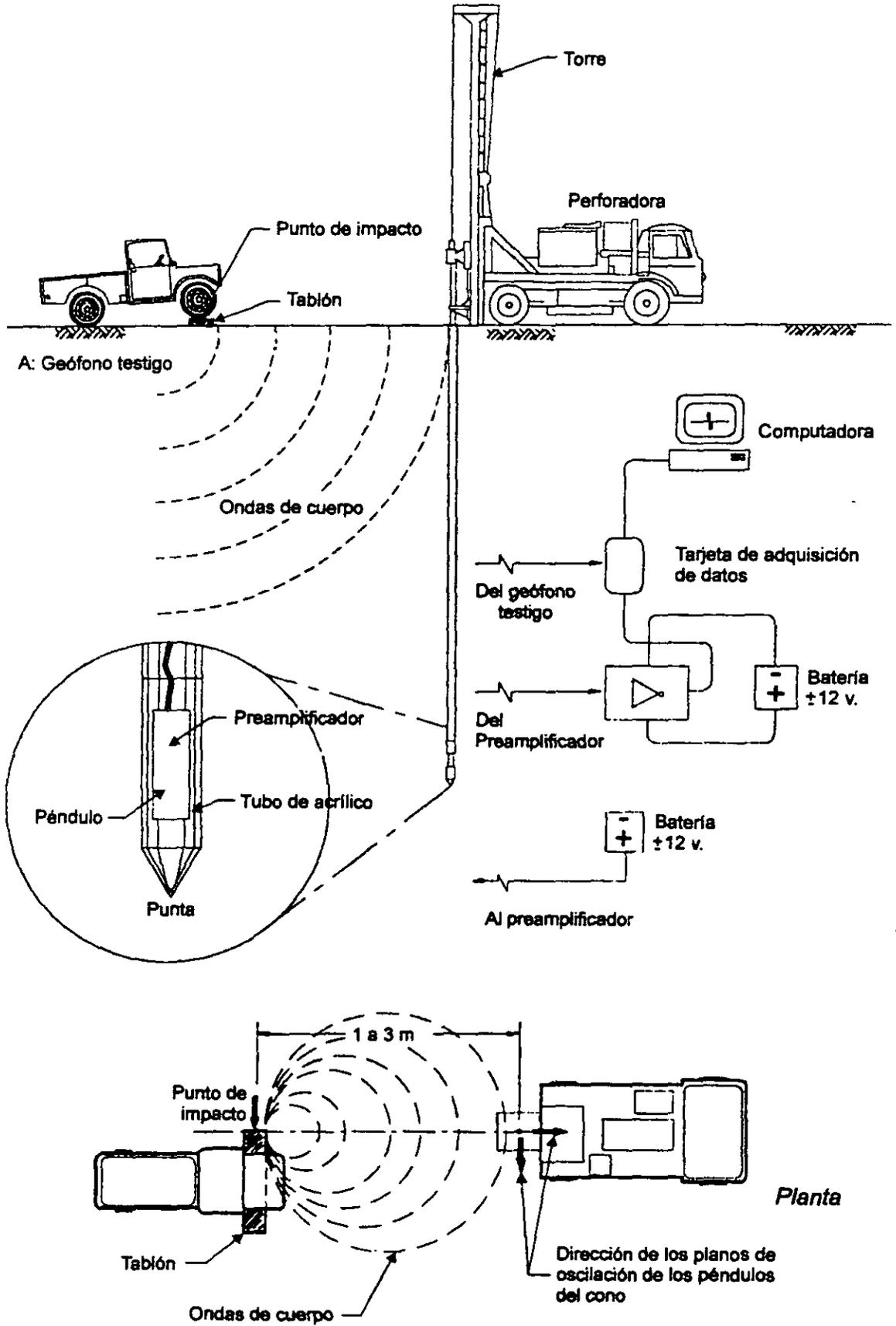


Fig. 2.42, Esquema simplificado del cono sísmico

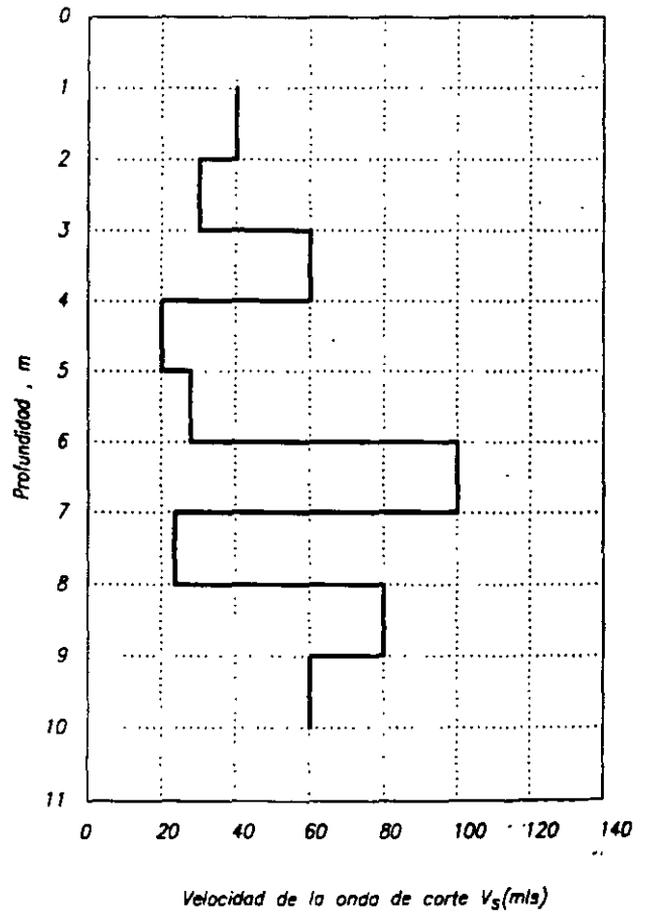
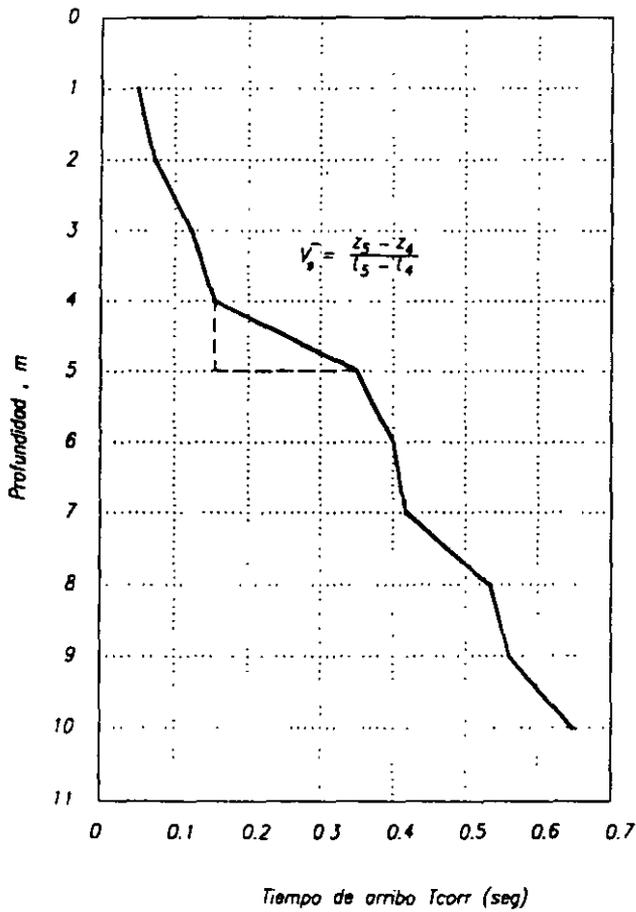
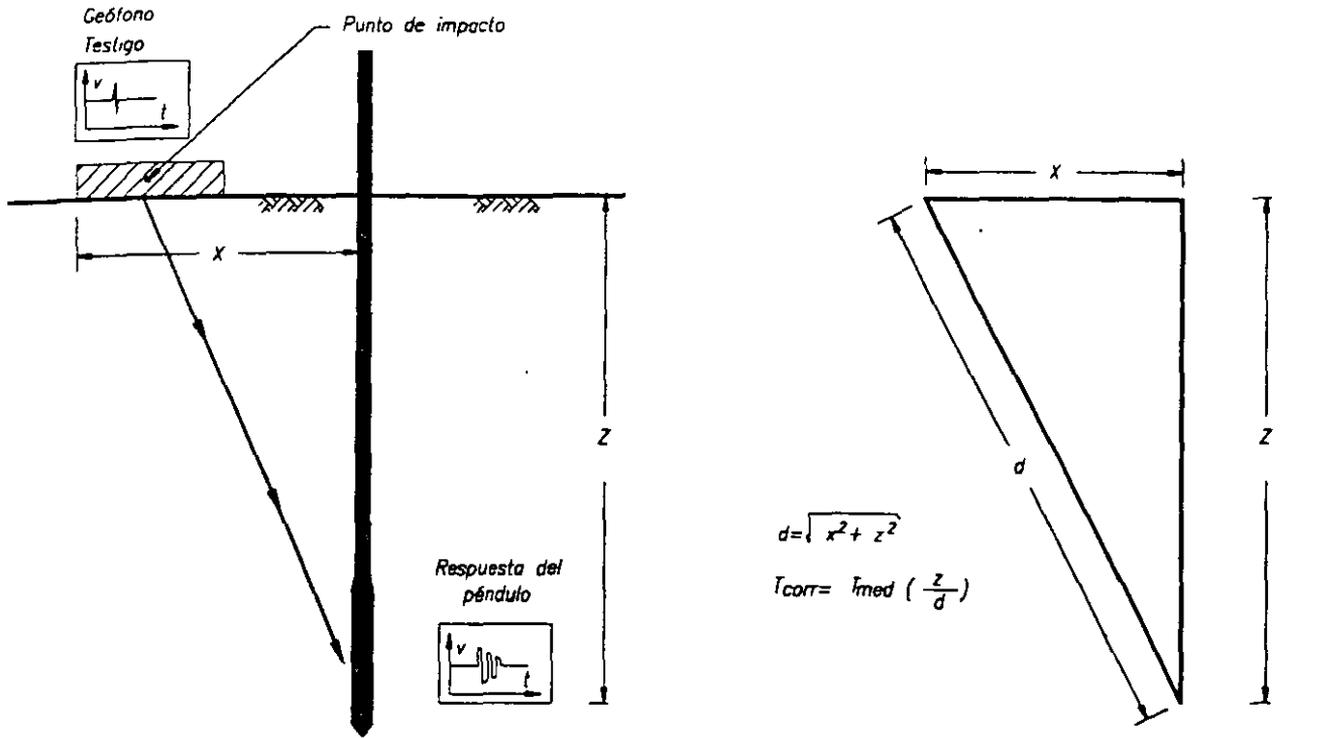


Fig. 2.43, Interpretación de una prueba de cono sísmico

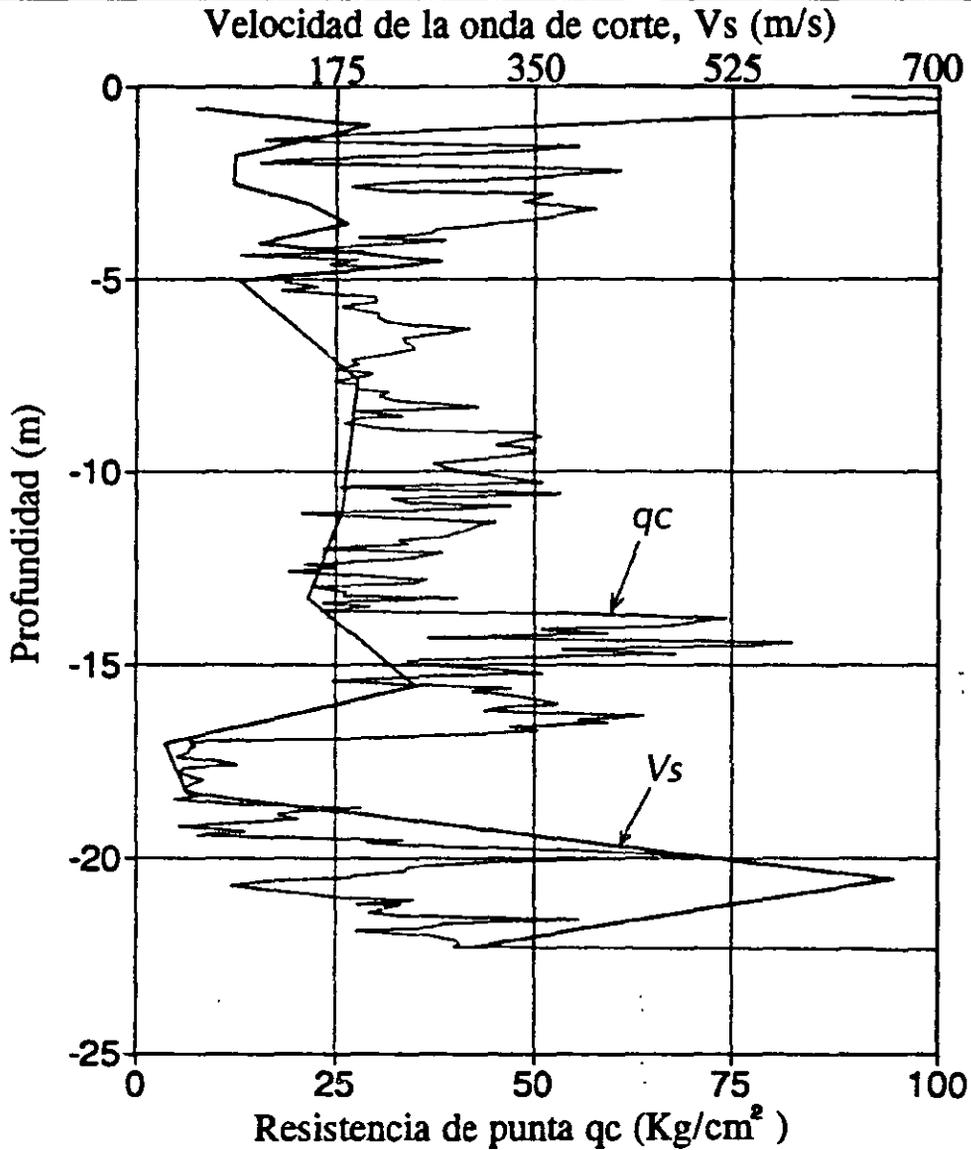


Fig. 2.44, Sondeo de cono sísmico en arenas sueltas

d) Presiómetro

El ensaye presiométrico consiste en introducir una sonda cilíndrica en el suelo y expandirla para presionar el suelo horizontalmente (Fig. 2.46); durante la prueba se obtiene una curva esfuerzo-deformación unitaria del suelo mediante la medición del volumen de agua a presión con que se infla la membrana y el aumento radial de la cavidad, (Menard,1975). El ensaye se repite a diferentes profundidades para obtener perfiles de parámetros de resistencia y deformabilidad del suelo; como la interpretación se basa en modelos para una cavidad cilíndrica de longitud infinita, los efectos de frontera se minimizan mediante sondas cuya cámara interior está formada por tres segmentos, donde el tramo intermedio tiene

una longitud mínima de 6.5 veces el diámetro. Se distinguen tres tipos diferentes de presiómetros atendiendo a la forma de instalación en el suelo: el presiómetro colocado en un barreno previamente excavado, el presiómetro autoperforante y el presiómetro hincado. A continuación se describe el primer tipo, que es uno de los más utilizados (Briaud,1989).

La calibración empieza primero con la verificación de la estanqueidad, así como la determinación de las lecturas iniciales y las gráficas de corrección por compresibilidad del sistema y por rigidez de la membrana. Una vez verificada la estanqueidad (Fig. 2.47), las lecturas iniciales de presión y volumen se

determinan inflando la sonda dentro de un cilindro de calibración hasta alcanzar $2500kPa$ ($25kg/cm^2$) y permitiendo su recuperación; las lecturas iniciales p_i y v_i corresponden al momento en que puede retirarse manualmente la sonda del interior del tubo de calibración. La curva presión vs. volumen para corregir el efecto de la compresibilidad del sistema (Fig. 2.48) se obtiene inflando la sonda en el cilindro de calibración y determinando el volumen inyectado para alcanzar presiones de 500, 1500 y $2500kPa$ (5, 15 y $25kg/cm^2$, respectivamente), manteniendo cada incremento durante 30s; dado que no existe deformación exterior de la sonda, el volumen v_s correspondiente a cada nivel de presión alcanzado deberá restarse del volumen medido durante la prueba.

Después de esta determinación, la sonda se retira del cilindro y se infla y desinfla un mínimo de tres veces, para hacer trabajar la cámara interior, y continuar con la determinación de la curva presión vs. volumen para corregir el efecto de la rigidez de la membrana (Fig. 2.49); esta gráfica se obtiene inflando la sonda en incrementos iguales de presión o volumen y tomando la lectura correspondiente después de un minuto, hasta alcanzar un volumen igual al doble del volumen inicial de la sonda; dado que la sonda ha sido inflada al aire, la presión medida existe dentro del aparato pero no será ejercida contra las

paredes de la cavidad durante la prueba, por lo cual la presión p_m correspondiente a cada lectura de volumen deberá restarse de la presión medida durante la prueba.

La perforación es la etapa más importante en la ejecución del ensaye y debe cumplir dos condiciones: su diámetro debe ser lo más cercano posible al del presiómetro y se debe inducir un remoldeo mínimo; denotando D_1 al diámetro de la herramienta de perforación, D_2 al diámetro de la sonda sin presión y D_3 al diámetro inicial de la perforación, deben respetarse las siguientes tolerancias:

$$D_2 \leq D_1 \leq 1.03 D_2 \tag{2.22}$$

$$1.03 D_2 \leq D_3 \leq 1.2 D_2 \tag{2.23}$$

Estas dimensiones permiten que el presiómetro se introduzca con facilidad y que las paredes de la perforación estén lo suficientemente cercanas a la sonda para alcanzar contacto con el suelo con una deformación inicial mínima; en la Fig. 2.50 se muestra esquemáticamente el efecto del diámetro de la perforación en la forma de la curva presiométrica.

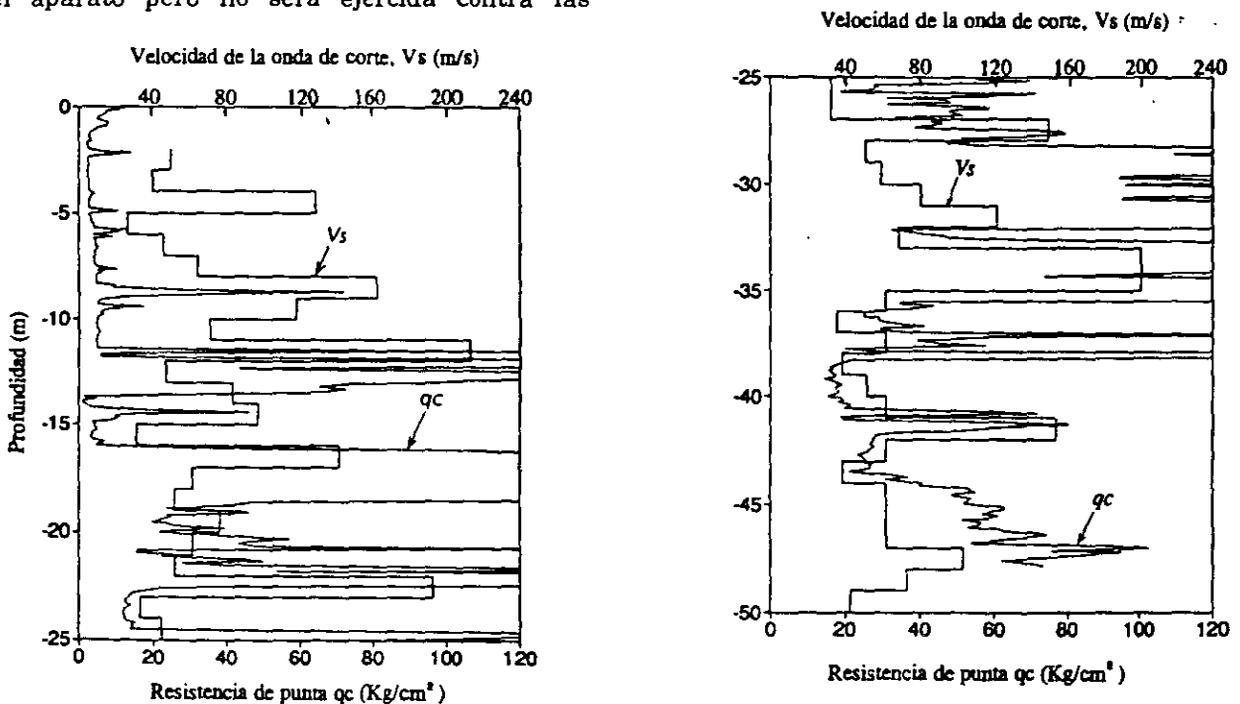


Fig. 2.45, Dos sondeos de cono sísmico en un sitio de Sosa Texcoco

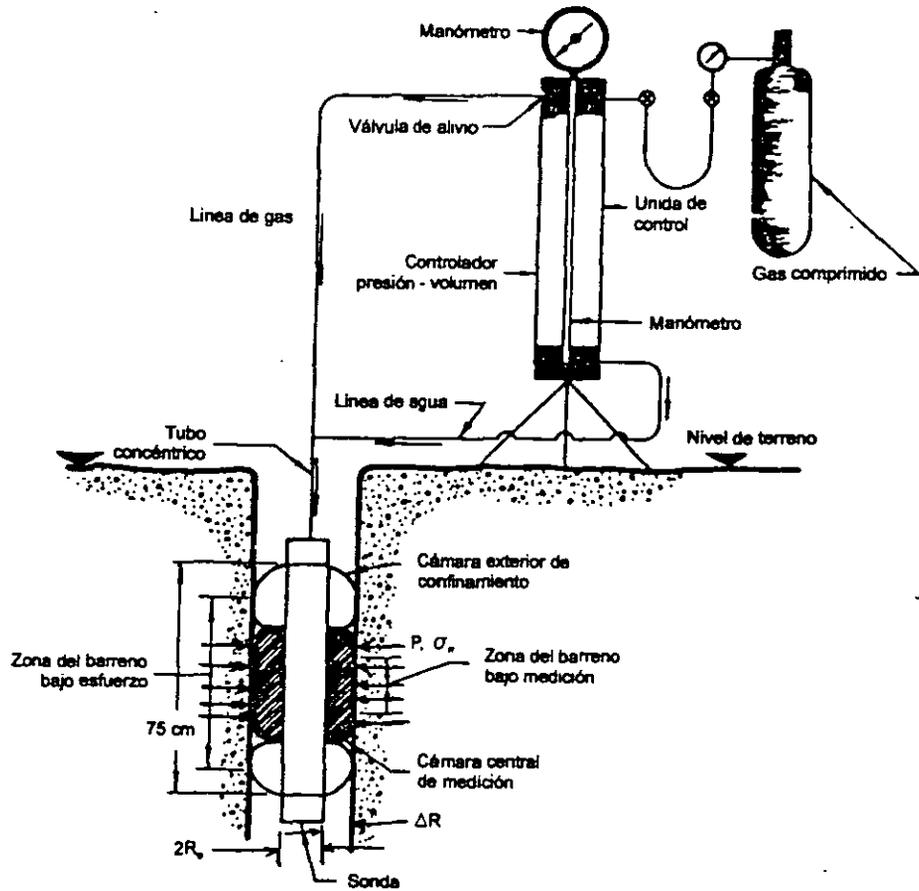


Fig. 2.46, Presiómetro

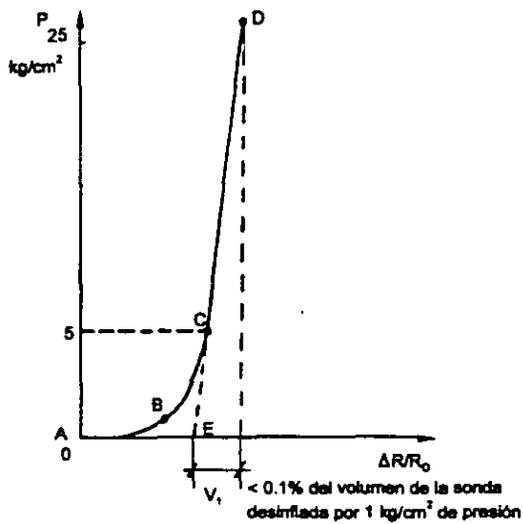


Fig. 2.47, Gráfica de verificación de saturación y estanqueidad (ausencia de fugas)

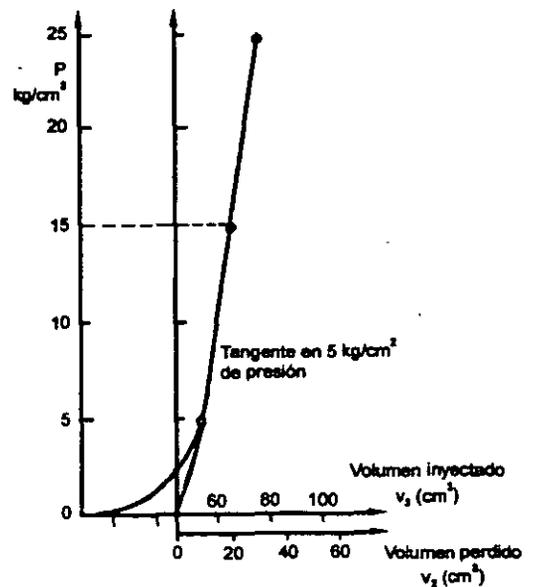


Fig. 2.48, Gráfica de corrección del efecto de la compresibilidad del sistema

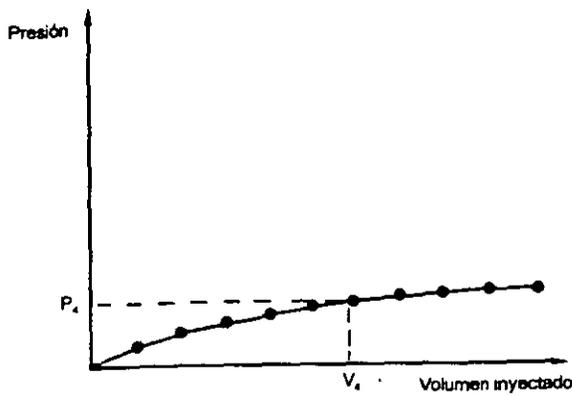


Fig. 2.49, Gráfica de calibración por rigidez de la membrana

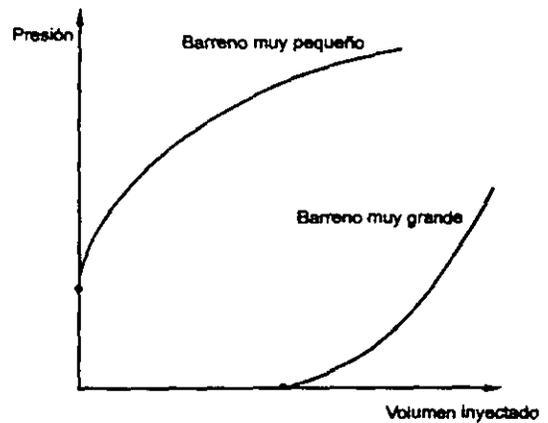


Fig. 2.50, Influencia del diámetro de la perforación en la forma de las curvas presiométricas

La perforación puede realizarse con una broca de tres aletas en suelos arcillosos y tricónica en suelos gruesos; a diferencia de la perforación para muestreo, donde el objetivo es minimizar el remoldeo al fondo del pozo, para el ensaye presiométrico debe evitarse el remoldeo del suelo en las paredes de la cavidad; para ello, debe cumplirse que la salida del fluido de perforación sea hacia abajo, el pozo debe perforarse en una sola etapa (evitando limpiarlo mediante pasadas hacia arriba y abajo) y con una velocidad de rotación y circulación del fluido muy bajas. La perforación debe profundizarse únicamente lo necesario para ejecutar un solo ensaye, de lo contrario, la geometría de la perforación será inadecuada; cada vez se debe alcanzar 1 m por debajo de la profundidad de prueba para permitir la acumulación de azolves en el fondo. Asimismo, la sonda debe limpiarse después de cada ensaye para evitar que el suelo penetre entre las cintas metálicas, lo cual puede dañar la cámara interior

por punzonamiento originado por partículas de arena o gravillas. El remoldeo en la perforación contribuye decisivamente en la precisión de las mediciones

En el procedimiento de ejecución en series de incrementos iguales de presión, los cuales se eligen como un décimo de la presión máxima p_L probable, estimada con ayuda de la Tabla 2.17; cada incremento de presión ΔP se mantiene un minuto (incluyendo el tiempo necesario para alcanzarlo), tomando lecturas del volumen inyectado a los 30 y 60s, v_{30} y v_{60} , respectivamente. En la práctica, un buen ensaye se logra si se alcanza la presión límite en un total de 7 a 14 incrementos de presión; en la Fig. 2.51 se ejemplifica la curva p vs. v_{60} , así como la evolución de $(v_{60} - v_{30})$ vs. p , que es una medida del flujo plástico del suelo, mismo que inicia cuando la diferencia de volúmenes se incrementa sensiblemente.

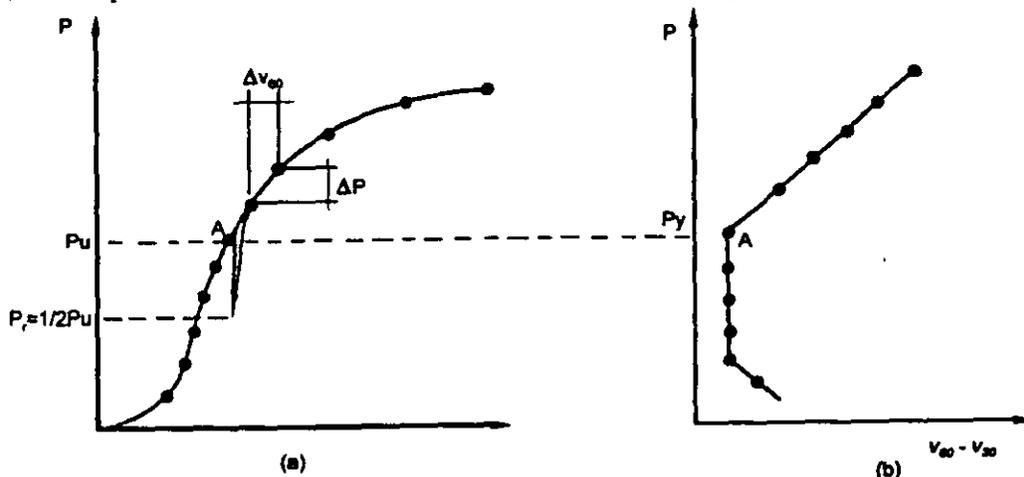


Fig. 2.51, Gráfica de ensaye presiométrico con incrementos iguales de presión Δp

En el procedimiento de ejecución en series de incrementos iguales de volumen, los incrementos son iguales a $v = v_0/40$, los cuales se mantienen 15s (incluyendo el tiempo necesario para alcanzarlo), tomando las lecturas de presión p_{15} al final de cada incremento; la sonda alcanza el doble de su volumen inicial v_0 después de 40 incrementos de volumen correspondientes a un tiempo de prueba de 10min; en la Fig. 2.52 se ejemplifica la curva p vs. v ; el flujo plástico del suelo inicia al final de la parte recta de la gráfica.

Para obtener los valores correctos de la presión actuante contra las paredes de la cavidad p_c y del aumento de volumen de la sonda v_c , las lecturas obtenidas durante el ensaye p_r y v_r deben corregirse con las lecturas de calibración por rigidez de la membrana p_m , presión hidrostática p_h , presión inicial p_i , compresibilidad del sistema v_s y volumen inicial v_i , de la siguiente manera:

$$p_c = p_r - p_m + p_h - p_i \quad (2.24)$$

$$v_c = v_r - v_s - v_i \quad (2.25)$$

Los valores aplicables se obtienen mediante las gráficas de calibración, excepto la presión p_h que corresponde a la columna de agua existente entre la profundidad de ensaye y la posición de la consola de medición. En la Fig. 2.53 se muestra el procedimiento de corrección de la gráfica de campo a partir de las curvas de calibración. En la Fig. 2.54a se presenta esquemáticamente el ajuste gráfico de la curva corregida para eliminar el tramo inicial de prueba asociado a la etapa anterior al contacto de la sonda con las paredes de la perforación con

objeto de hacer comparables las mediciones obtenidas con sondas de geometrías diferentes, conviene normalizar las deformaciones en términos del incremento relativo del radio $\Delta R/R_0$ (Fig. 2.54b); en la Fig. 2.54c se muestra la gráfica normalizada una vez hecha la corrección por contacto de la sonda con el suelo circundante $\Delta R_0/R_c$. Para la interpretación de los resultados conviene realizar un ciclo de descarga - recarga al final de la parte recta de la gráfica (Fig. 2.55); esto ocurre cuando los valores de v_{60} ó p_{15} aumentan o disminuyen, respectivamente, lo cual indica el inicio del flujo plástico del suelo. Al alcanzar este punto, la presión se reduce en un solo decremento hasta la mitad del valor alcanzado, para después recuperar nuevamente en un solo incremento la presión de fluencia, tomando las lecturas correspondientes como cualquier otro incremento; posteriormente se continúa el ensaye hasta alcanzar la presión límite.

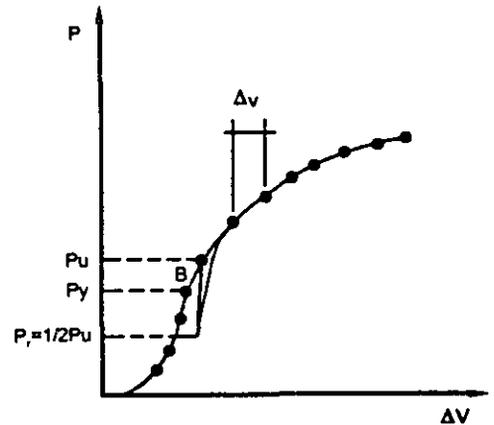


Fig. 2.52, Gráfica de ensaye presiométrico con incrementos iguales de volumen ΔV

Tabla 2.17, Valores para estimar la presión límite del suelo

Suelo		P_L (presiómetro) kPa (kg/cm^2)	Número de golpes en la prueba SPT, N	Resistencia no drenada S_u , kPa (kg/cm^2)
Arenas	Sueltas	0 - 500 (0 - 5)	0 - 10	
	Medias	500 - 1500 (5 - 15)	10 - 30	
	Compactas	1500 - 2500 (15 - 25)	30 - 50	
	Muy compactas	> 2500 (> 25)	> 50	
Arcillas	Blandas	0 - 200 (0 - 2)		0 - 25 (0 - 0.25)
	Medias	200 - 400 (2 - 4)		25 - 50 (0.25 - 0.50)
	Firmes	400 - 800 (4 - 8)		50 - 100 (0.50 - 1)
	Muy firmes	800 - 1600 (8 - 16)		100 - 200 (1 - 2)
	Duras	> 1600 (> 16)		> 200 (> 2)

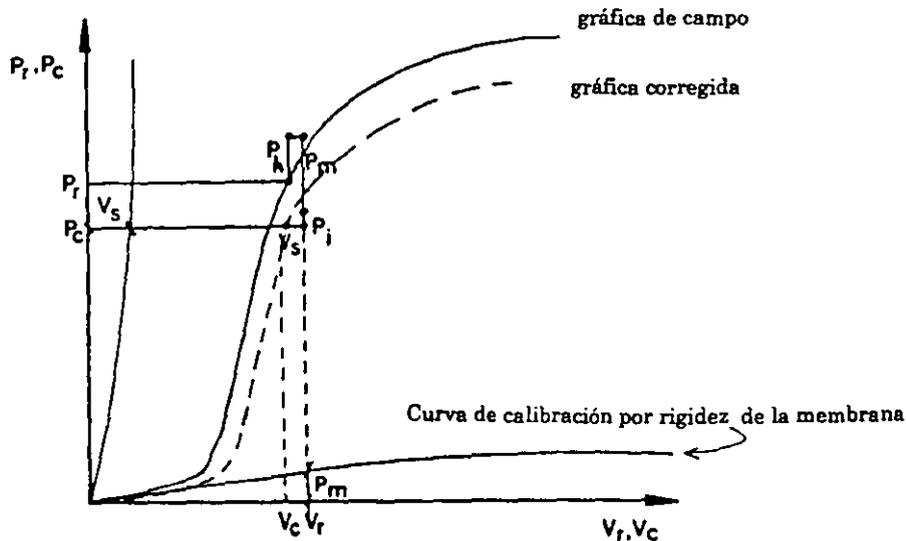


Fig. 2.53. Corrección de la gráfica de campo

A partir de la gráfica normalizada se calculan los módulos presiométrico E_o y de recarga E_r , como se muestra en la Fig. 2.56. La presión de fluencia p_f se determina por simple inspección al final del tramo recto de la gráfica presiométrica. La presión límite se define teóricamente como la presión correspondiente a la expansión infinita de la cavidad; esta condición no puede alcanzarse durante el ensaye, por lo cual se define prácticamente como la presión asociada a una cavidad del doble del volumen inicial, es decir, p_L es la presión para $v/v_0 = 1$; en la gráfica presiométrica, este punto está dado por un incremento en el radio de la sonda $(R/R_0)_L = 0.41 + 1.41(R/R_0)_c$, donde $(R/R_0)_c$ es el incremento relativo del radio de la sonda correspondiente al tamaño inicial de la cavidad (Fig. 2.54). Finalmente, en la Fig. 2.54b se muestra la manera de determinar la presión horizontal inicial σ_{oh} a la profundidad de prueba.

Los resultados de prueba permiten elaborar un perfil de parámetros presiométricos de deformabilidad y resistencia que pueden correlacionarse con las propiedades usuales en mecánica de suelos o ser aplicados directamente en análisis y diseño geotécnicos.

La variación de estos parámetros con la profundidad se presenta gráficamente en un perfil presiométrico, que complementa al perfil estratigráfico obtenido mediante muestreo, como se ejemplifica en la Fig. 2.57. El presiómetro autopercutor es el más adecuado para suelos blandos.

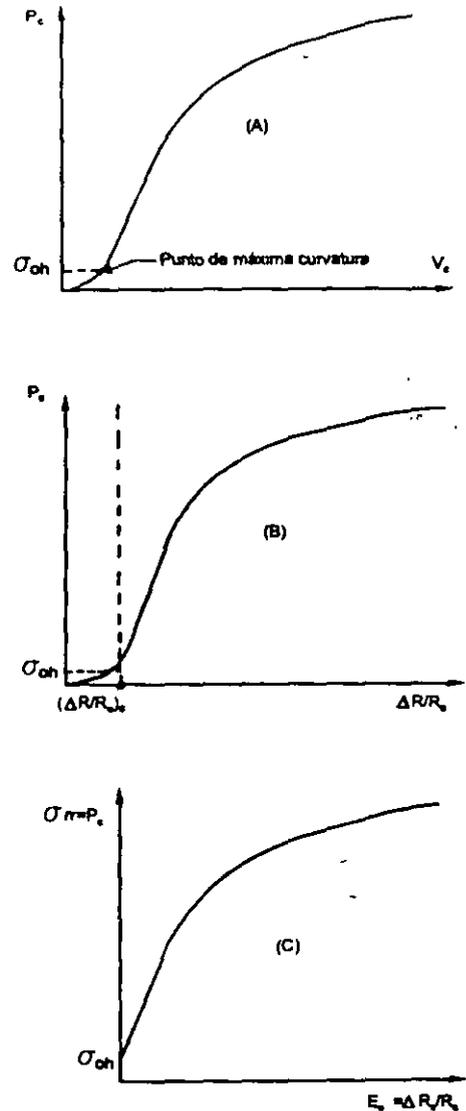


Fig. 2.54. Corrección de la gráfica piezométrica por contacto de la sonda con el suelo circundante

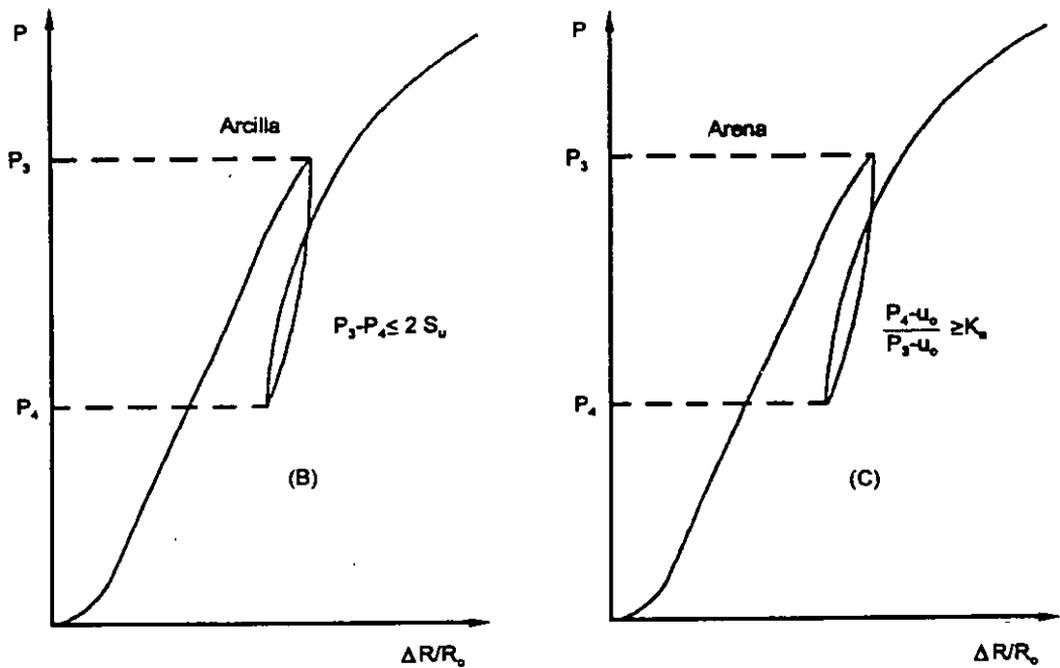


Fig. 2.55, Ciclo de descarga-recarga

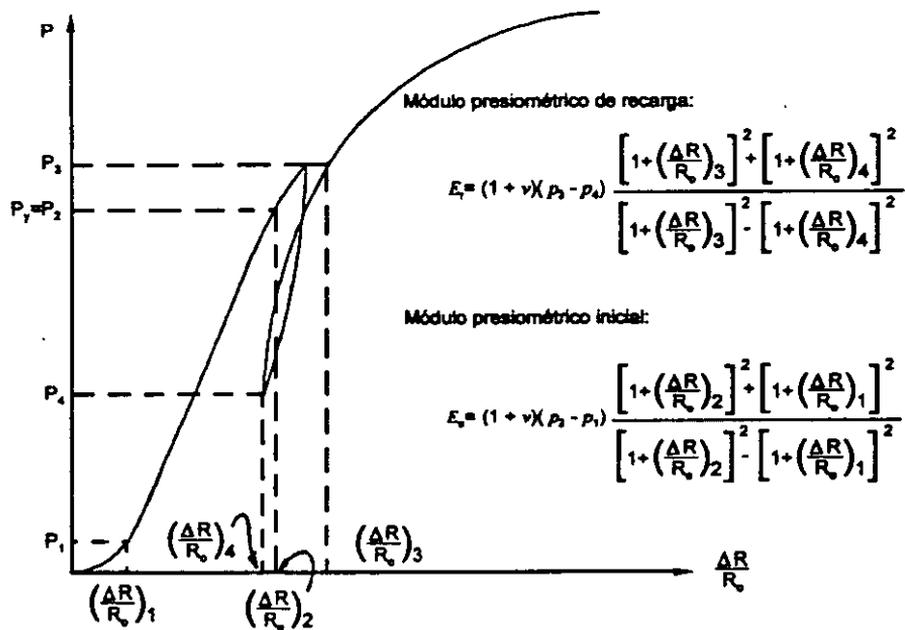


Fig. 2.56, Interpretación de la gráfica presiométrica

2.3.6 Procedimientos de muestreo

a) Muestreo alterado

Consiste en la recuperación de muestras en las que el acomodo estructural de sus partículas se

ha modificado en forma significativa debido al proceso de extracción. Estas muestras se utilizan en el laboratorio para identificar los suelos, determinar algunas propiedades índice, definir la

estratigrafía y preparar especímenes compactados o reconstituidos.

Las muestras alteradas se obtienen como parte de un sondeo del que también se recuperan muestras inalteradas o de un sondeo alterado en el que sólo se obtienen muestras de ese tipo. Las técnicas desarrolladas para este tipo de muestreo son:

- Manuales, excavándolas de pozos a cielo abierto, pozos someros, cortes y zanjas
- Con el penetrómetro estándar y equipo de perforación, sobre todo cuando se requieren a mayor profundidad.

Se debe evitar que en los suelos parcialmente saturados se emplee agua o lodo durante la perforación, por que se humedece el suelo y modifica a las muestras.

El método manual consiste en recuperar a mano muestras alteradas que se conservan en un recipiente herméticos que puede ser una bolsa de polietileno o un frasco hermético de vidrio convenientemente identificado. Las muestras pueden ser de 0.5 a 20kg (4.9 a 196N), dependiendo de si se emplearán sólo para identificación y determinación de propiedades índice, o si se usarán también para realizar pruebas de compactación.

Las muestras se obtienen realizando una perforación con herramientas manuales como la pala posteadora y barrenas helicoidales de la Fig. 2.58, y con pozos a cielo abierto, zanjas y cortes excavados con picos y palas o maquinaria de excavación y haciendo un muestreo con espátulas y cinceles.

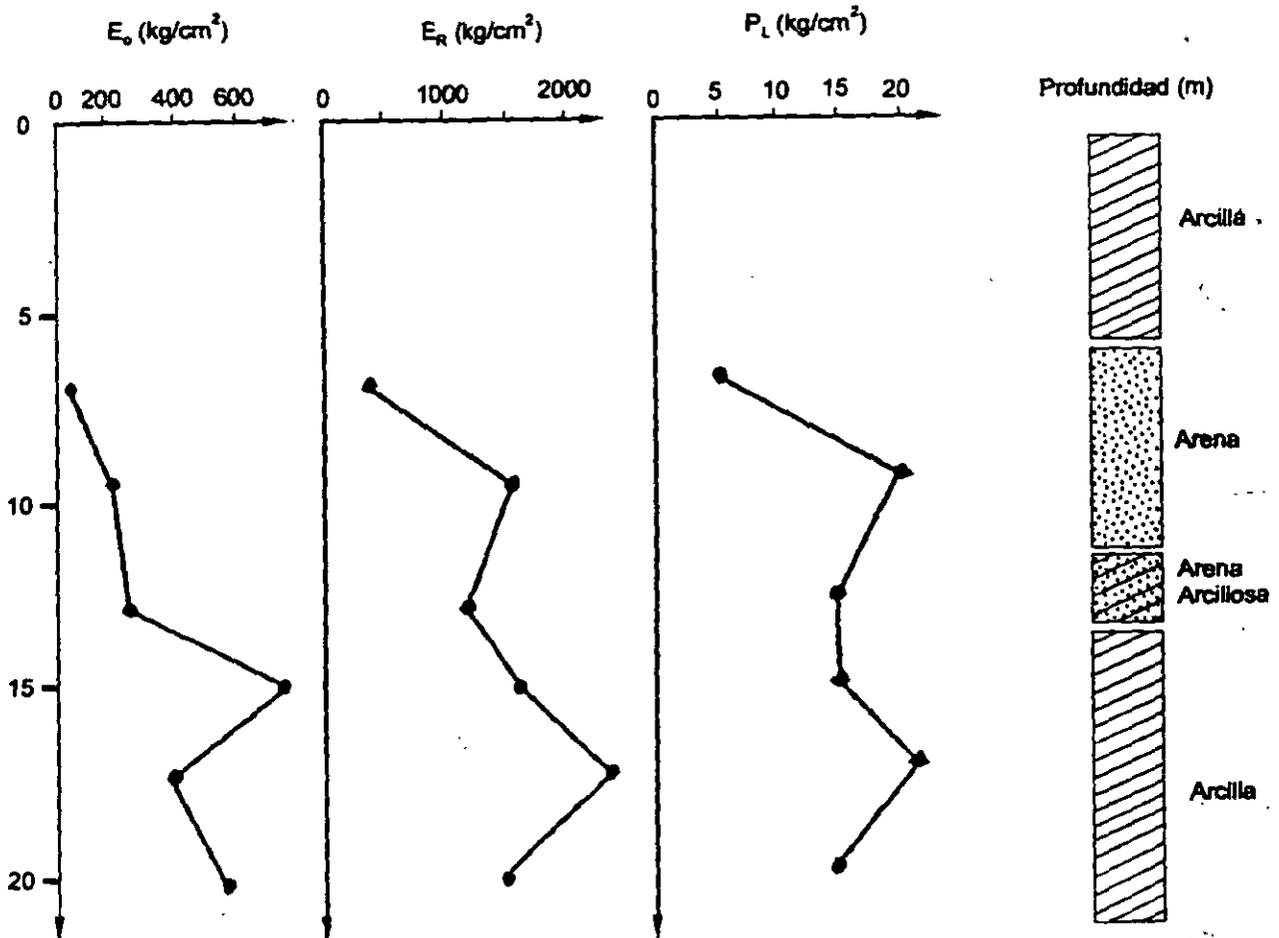
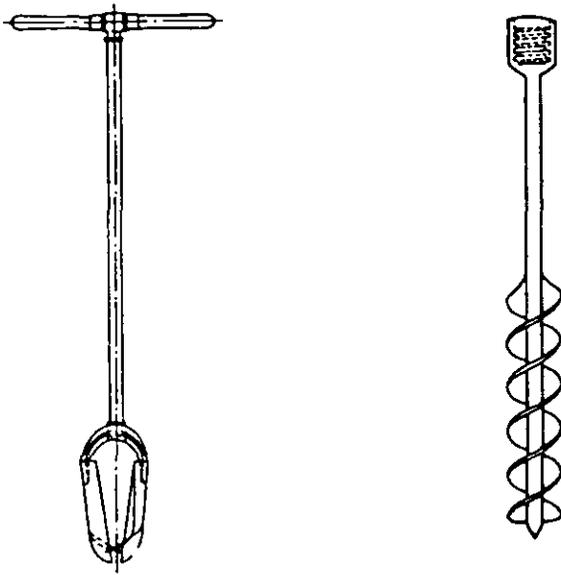


Fig. 2.57, Perfil de parámetros presiométricos



a) Pala posteadora

b) Barrena helicoidal

Fig. 2.58, Herramienta manual de perforación

Las muestras pueden ser, representativas de una sola profundidad o integrales, mezclando las de todo el pozo. Cuando se toman muestras de excavaciones abiertas antes del muestreo debe eliminarse la costra de suelo alterado.

b) Muestreo inalterado

Consiste en obtener especímenes de suelo que conservan el acomodo estructural de sus partículas sólidas; sin embargo, es imposible evitar la relajación de esfuerzos y sus consecuencias en el comportamiento mecánico, que pueden ser ligeras o importantes dependiendo del cuidado y la técnica con que se obtengan. Las muestras inalteradas se utilizan en el laboratorio para identificar los suelos y determinar sus propiedades índice y mecánicas. Las muestras inalteradas se obtienen mediante técnicas manuales y con muestreadores adecuados según el tipo de suelo. Se describen aquí los más usuales.

□ Pozo a cielo abierto (PCA).

Esta técnica puede ejecutarse mediante excavación manual o excavación con máquina. El pozo a cielo abierto permite observar

directamente las características estratigráficas del suelo y rescatar muestras inalteradas de los estratos principales. Este procedimiento de exploración y muestreo es particularmente recomendable en suelos secos y duros.

El pozo puede excavarse con sección cuadrada o circular, la forma se elige de acuerdo con la técnica de estabilización de las paredes de la excavación. Si se utilizan tablonés y marcos estructurales, la forma cuadrada es la más adecuada; en la Fig. 2.59 se muestra cómo se adema un pozo. Por otra parte, la forma de pozo circular es la conveniente cuando se estabilizan sus paredes con tubo de lámina corrugada o con ferrocemento. Esta última solución se ha venido empleando con mucha frecuencia por su sencillez y bajo costo; esencialmente consiste en colocar anillos de malla electrosoldada separados por lo menos 2cm (0.8in) de la pared de excavación. La malla se fija con anclas cortas de varilla corrugada hincadas a percusión, y después se aplica manualmente el mortero con un espesor mínimo de 4cm (1.6in). Los anillos generalmente empleados son de 1m (3.3ft) de altura; si el terreno es estable, este valor puede incrementarse.

Las muestras cúbicas que se extraen de pozos a cielo abierto, zanjas y cortes consiste en labrar *in situ* cubos de suelo de 20 a 30cm (0.67 a 1ft) de lado que se protegen con manta de cielo impermeabilizada. Para obtenerlas se empieza por eliminar el suelo alterado y después con espátula se labran las paredes, que se cubren con polietileno delgado conforme se termina cada una; una vez terminados los lados se cubren con tela de manta de cielo que se impregna con una mezcla líquida de parafina y brea; a continuación se coloca la caja de protección y se corta la base del cubo, que después se cubre con manta (Fig. 2.60). En suelos duros es admisible el empleo de cinceles delgados para conformar las muestras. Se identifican con una etiqueta colocada en la cara superior.

Con esta técnica se pueden obtener muestras de muy buena calidad, pero es un procedimiento lento, difícil de realizar abajo del nivel freático y limitado a profundidades no mayores de 10m (33ft).

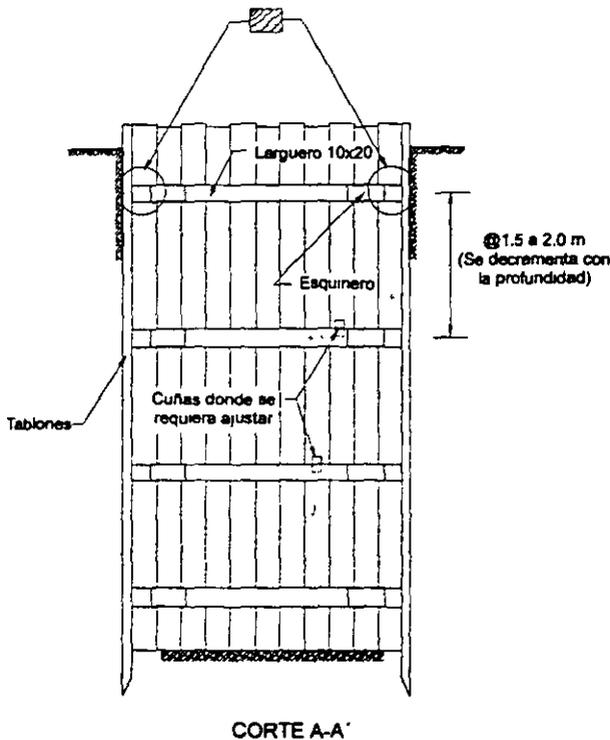
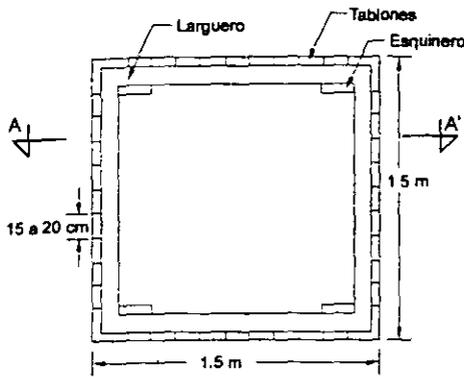


Fig. 2.59, Ademado para un pozo a cielo abierto

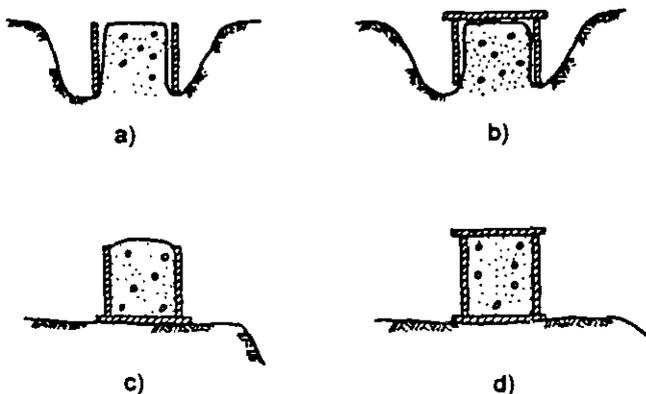


Fig. 2.60, Procedimiento de labrado de muestras cúbicas de suelos blandos

□ Los muestreadores de pistón

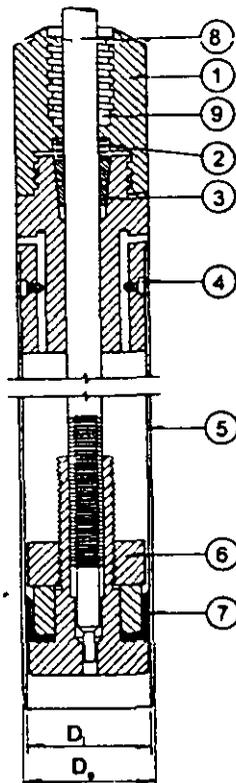
Constan de un tubo de pared delgada que se hince a presión en el suelo con una cabeza que tiene un mecanismo de pistón que puede ser fijo, retráctil o libre; existen numerosos modelos de mecanismos, entre ellos, el de pistón estacionario (Hvorslev, 1949) y el tipo Osterberg (Osterberg, 1973) son posiblemente los más utilizados. Estos muestreadores se han desarrollado para el muestreo de suelos cohesivos muy blandos, pero con el muestreador de pistón estacionario también se puede intentar el muestreo de arenas saturadas sueltas, consta de un tubo de pared delgada (Fig. 2.61) que se opera con dos tuberías concéntricas: la exterior que empuja el tubo muestreador y la interior que mantiene el pistón en una posición fija.

El muestreador se lleva al fondo de la perforación con el pistón obturando la entrada del tubo; en el de pistón estacionario, se fija el tubo central a un apoyo inmóvil y se empuja el tubo exterior para hincar el muestreador, que después se saca cuidando que no ocurra movimiento relativo entre ambos tubos. Los muestreadores de pistón crean un vacío en la parte superior de la muestra que permite extraer muestras de limos y arcillas muy blandas; se mide la longitud de muestra recuperada. Su operación es una maniobra delicada y lenta.

□ Tubo de pared delgada

También conocido como tubo Shelby, se utiliza para el muestreo inalterado de suelos blandos a semiduros localizados arriba y abajo del nivel freático; tiene de 7.5 a 10cm (3 a 4in) de diámetro y se hince a presión.

En la Fig. 2.62 se muestra este tubo de acero, con un extremo de ataque afilado. El tubo se une a la cabeza con tornillos Allen o mediante cuerda repujada. La cabeza tiene cuatro drenes laterales para la salida del fluido de perforación y de los azolves durante el hincado. La válvula de bola impide que la muestra se vea sujeta a presiones hidrodinámicas durante la extracción del muestreador. En la Fig. 2.63, se ha dibujado la cabeza muestreadora del tipo deslizante que logra un sello más confiable que la de válvula esférica.

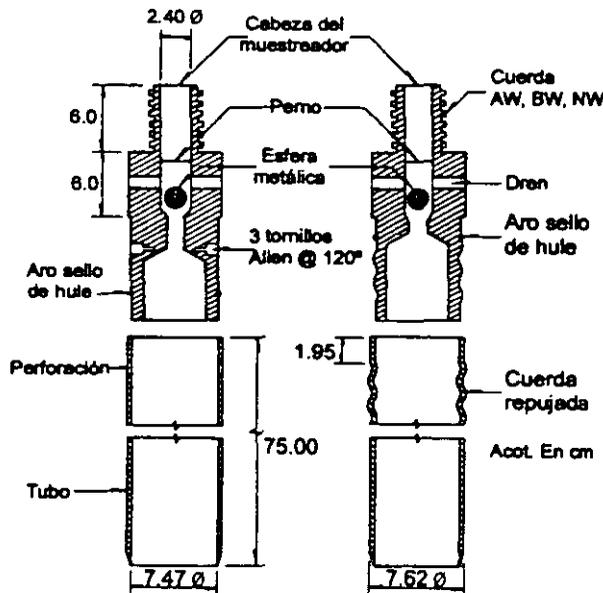


- 1 cabeza
- 2 resorte
- 3 seguro
- 4 perno fijador
- 5 tubo de acero (pared delgada)
- 6 y 7 pistón
- 8 tubo interior
- 9 cuerda del tubo exterior

Dimensiones usuales, en mm

Diámetro exterior	D_e	76.2	127.0
Diámetro interior	D_i	73.0	123.8

Fig. 2.61, Muestreador de pistón estacionario



Unión con tornillos Allen Unión con cuerda repujada
a) Muestreador de pared delgada



$$\text{Relación de área } \frac{D_e^2 - D_m^2}{D_m^2} < 10\%$$

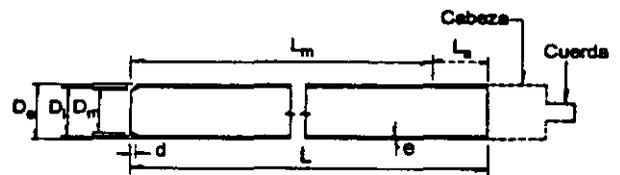
D_e Diámetro exterior

D_i Diámetro interior

$$\text{Relación de diámetro } 0.7\% < \frac{D_i - D_m}{D_m} < 15\%$$

D_m Diámetro de la muestra

b) Condiciones geométricas



Diám. Nominal, en cm	D_e en cm	D_i en cm	D_m en cm	e en cm	d en cm	L en cm	L_m en cm	Cuerda de unión
7.5	7.62	7.22	7.11 7.17	0.20	1.27	75	60	AW BW
10.0	10.16	9.78	9.81 9.89	0.20	1.20	90	75	AW NW

D_e Diámetro exterior

D Longitud aguzada

D_i Diámetro interior

L Longitud del tubo

D_m Diámetro de la muestra

L_m Longitud de muestreo recomendable

e Espesor

L_e Espacio para azolves

c) Dimensiones de los tubos de pared delgada

Fig. 2.62. Características del muestreador de pared delgada

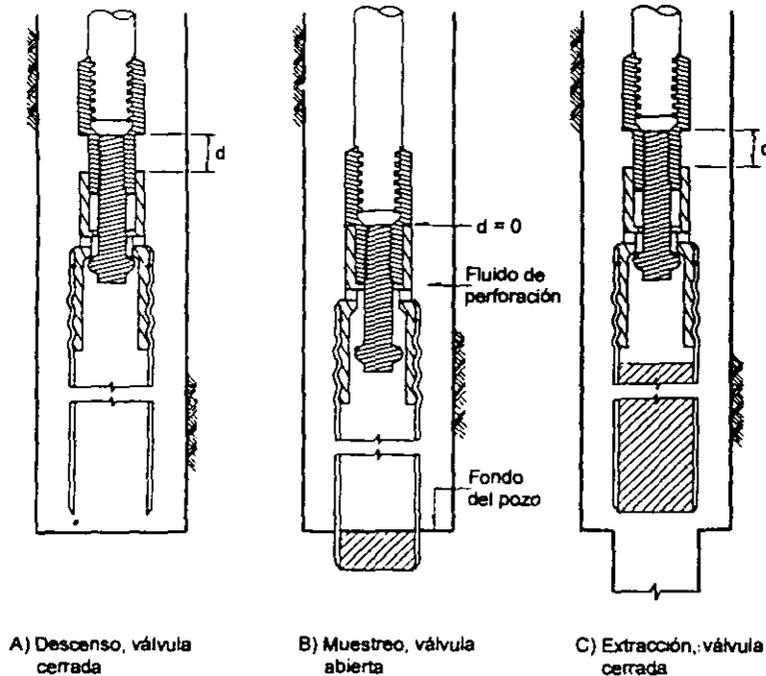


Fig. 2.63, Operación del muestreador de válvula deslizante

Las condiciones geométricas que debe satisfacer este muestreador para recuperar muestras de buena calidad se definen con las relaciones de la Fig. 2.62 (Hvorslev, 1949). Estas relaciones conducen a las dimensiones de tubos muestreadores de la Fig. 2.63c, considerando que los diámetros más usuales son de 7.5 y 10cm (3 y 4in) y las longitudes de 75 y 90cm (2.5 y 3ft), respectivamente. El muestreador se hince con un sólo movimiento una longitud igual a la del tubo menos 15cm (6in), para dejar espacio a los azolves; la velocidad de hincado debe ser entre 15 y 30cm/s (0.5 y 1ft/s). Después se deja en reposo 0.5min, para permitir que la muestra se expanda y se adhiera al muestreador; a continuación se gira para cortar la base y posteriormente se extrae a la superficie y se mide la longitud de muestra recuperada.

Un criterio para juzgar en el campo la calidad del muestreo se indica en la Tabla 2.18. En el laboratorio, la calidad de las muestras se define observando cortes longitudinales para identificar la alteración que pudieran mostrar lentes delgadas de algún material o bien, observando el proceso de secado lento de placas delgadas de suelo cortadas longitudinalmente (ASTM - D-1586 - 67).

Tabla 2.18, Recuperación de muestras

Recuperación, %	Calidad
Rec = 100	Excelente
Rec = 80	Buena
50 < Rec < 80	Mala
Rec < 50	Inaceptable

La recuperación se define de la siguiente forma:

$$Rec = \frac{L}{H} (100) \quad (2.26)$$

donde:

Rec recuperación
L longitud recuperada (cm,m)
H longitud muestreada (cm,m)

□ Tubo dentado

Esta herramienta permite obtener muestras de arcillas duras y limos compactos o cementados con un mínimo de alteración; en estos materiales presenta claras ventajas de operatividad y costo sobre muestreadores de barril doble. Lo constituye un tubo de acero, unido en su extremo superior con la cabeza muestreadora que, a su vez, va montada al final de la columna de barras de perforación con las que se hince y se da rotación al muestreador desde la superficie; la parte inferior del tubo tiene ocho dientes de corte

dispuestos simétricamente (Fig. 2.64), que miden 0.8 a 1cm (0.32 a 0.4in) de altura y 3cm (1.2in) de base.

La sierra se forma con alternaciones de un diente recto y otro doblado 0.2cm (0.08in) hacia el exterior, con objeto de reducir la fricción entre el muestreador y el suelo. El diámetro del tubo debe ser de 10cm (4in) y su longitud de 100cm (3.3ft). En la Fig. 2.65 se presenta este muestreador con los dos tipos de unión tubo-cabeza usuales; el primero con tres tornillos allen y el segundo con cuerda repujada. La cabeza tiene perforaciones laterales y una válvula esférica de pie que se abre durante la etapa de muestreo para permitir el alivio de la presión del interior del tubo.

Posteriormente se cierra para proteger a la muestra de las presiones hidrodinámicas que se generan durante la extracción del muestreador.

La Fig. 2.66 corresponde a un muestreador de válvula deslizante, en el que se sustituye la válvula esférica de los muestreadores anteriores por un mecanismo. El cople de unión tiene un tramo cuadrado al que se enrosca una barra circular que termina en una ampliación con un arosello; sobre esta barra desliza la pieza, a la que se fija el tubo muestreador y que tiene horadaciones para la extracción del fluido de perforación del interior del tubo.

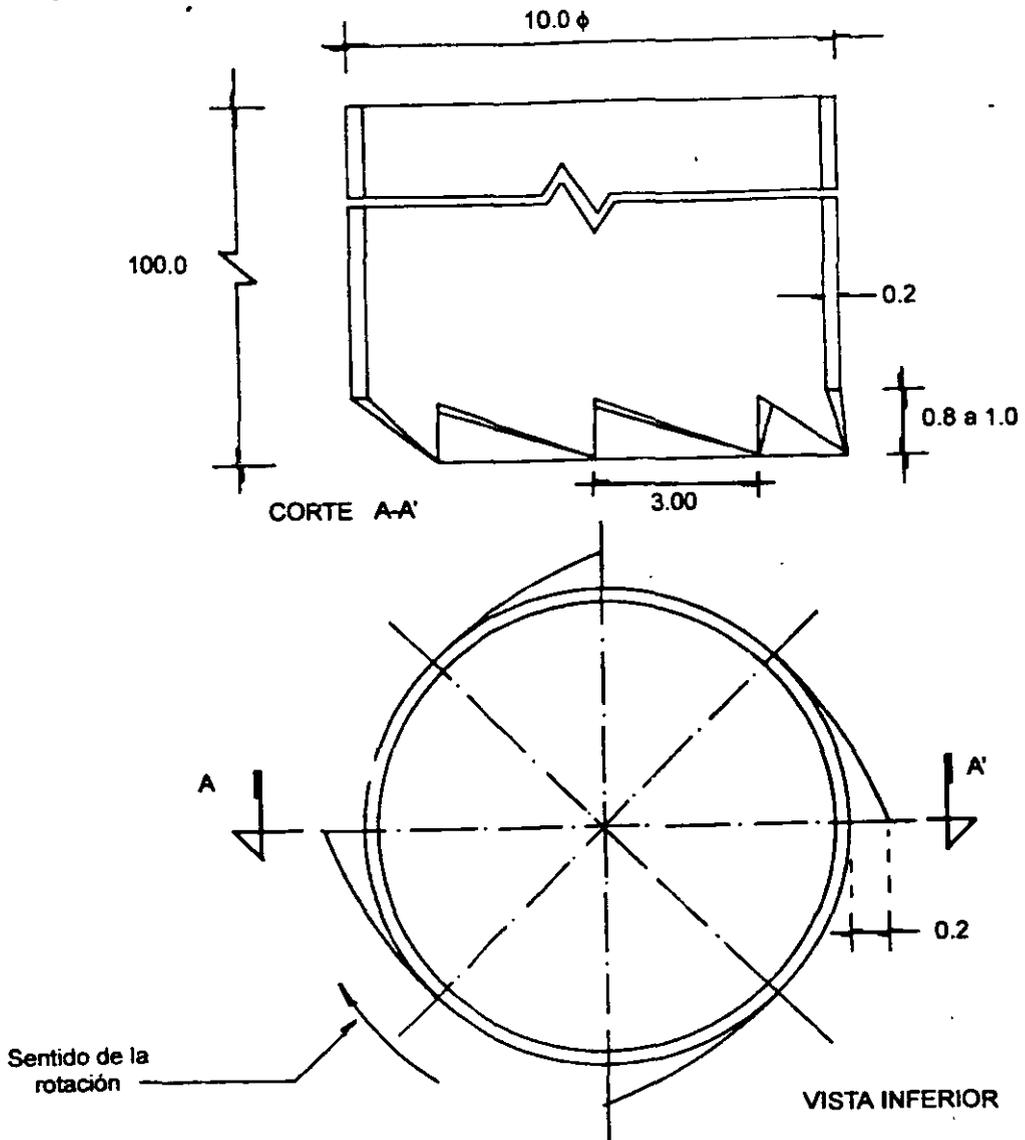


Fig. 2.64, Características del muestreador de pared delgada (Tubo Shelby)

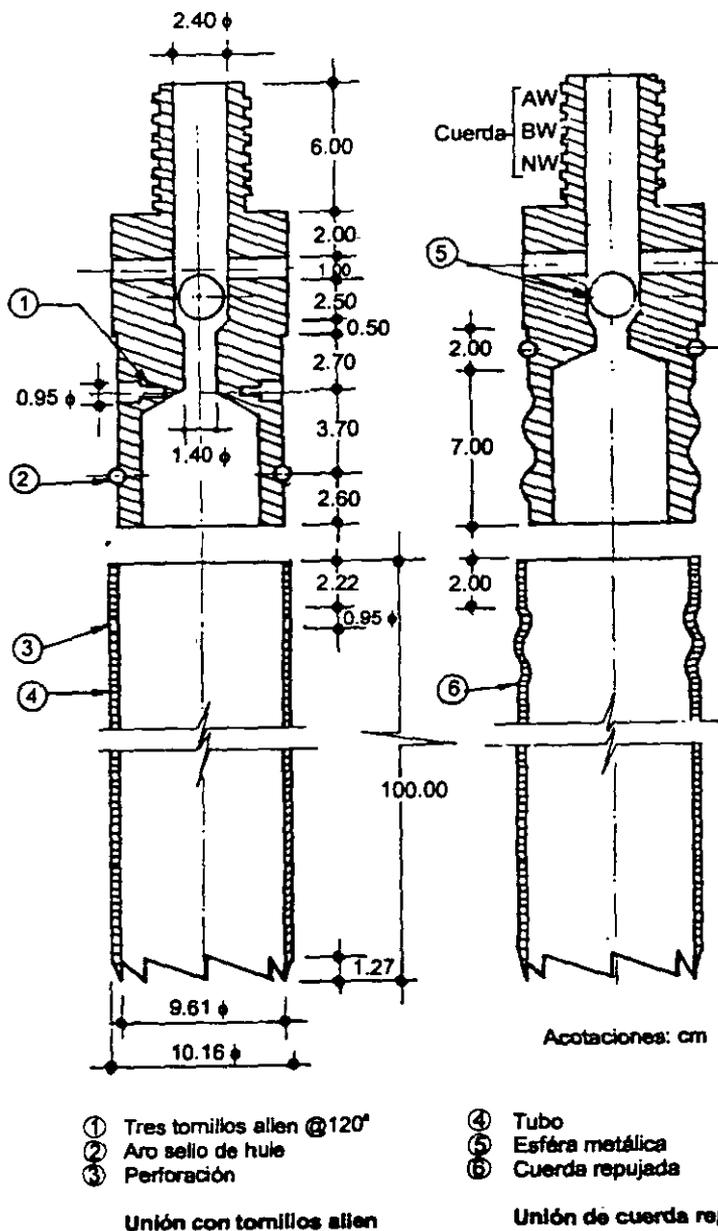


Fig. 2.65, Muestreador de tubo dentado con válvula esférica de pie

Este muestreador se hinca operándolo a rotación con velocidades menores de 100rpm y presión vertical para que avance con velocidad constante de 1cm/s (0.4in/s), hasta penetrar 75cm (2.5ft); de esta manera queda sin muestra una longitud mínima de 15cm (6in) donde se alojan los azolves que pudieran haber quedado dentro del tubo. Después del hincado se deja el muestreador en reposo tres minutos a fin de que la muestra se expanda en su interior y aumente su adherencia contra las paredes del tubo; enseguida se corta la base del espécimen,

girando dos vueltas el muestreador y se procede a sacarlo al exterior, donde se limpian sus extremos e identifica. Las muestras obtenidas con esta técnica presentan alteración en un anillo perimetral de 2 a 4mm (0.08 a 0.16in) de espesor.

□ Muestreadores Denison y Pitcher

Estos también se conocen como barriles por que operan a rotación y presión; recuperan muestras que pueden ser inalteradas; las muestras se obtienen a presión y pueden ser de arcillas

duras, limos cementados y limos cementados con pocas gravas localizados abajo del nivel freático; operándolos arriba del nivel freático, el agua o lodo utilizado contamina las muestras. El muestreador Pitcher es el adecuado cuando se presentan intercalados estratos delgados de materiales blandos y duros.

Estos muestreadores consisten esencialmente de dos tubos concéntricos unidos a la pieza denominada cabeza del muestreador; el tubo interior está montado sobre baleros axiales y el exterior, que lleva en su extremo inferior la broca de corte, está unido con rosca. En la Fig. 2.67 se muestra esquemáticamente el barril tipo Denison; se identifican las piezas antes mencionadas, así como la válvula de paso que protege a la muestra durante la extracción del muestreador y permite la salida de azolves; se identifican también la tuerca y contratuerca de ajuste para regular la distancia "d" entre la broca y el filo del tubo inferior. En la misma figura se muestra la trampa de canastilla para suelos arenosos y las brocas de uno y dos escalones.

El muestreador Pitcher tiene características similares al Denison, salvo que tiene intercalado entre el tubo interior y el exterior un resorte axial que permite regular, de acuerdo con la dureza del suelo en que penetra, la distancia "d" entre la broca y el tubo interior. Este muestreador se presenta en la Fig. 2.68 en las tres etapas de su operación.

Ambos muestreadores se operan de manera similar: el tubo interior se hince a presión en el suelo, en tanto que el tubo exterior gira y la broca corta al suelo circundante. La velocidad de rotación del muestreado Denison varía entre 50 y 200rpm, y en el Pitcher debe ser de 100rpm como máximo.

Estos muestreadores proporcionan muestras donde los otros procedimientos son ineficaces, además de ser los únicos que simultáneamente muestrean y perforan. Su operación es una maniobra delicada.

□ Tubo Muestreador TGC

Este muestreador es pared delgada y puede operar con un pistón auxiliar; está constituido por un tubo de acero que lleva en su interior

otro de aluminio cortado en segmentos (T 2.69); la punta del muestreador es una filza zapata de acero templado. Al hincarse el muestreador a presión, la muestra queda contenida en los tubos de aluminio anodizado, que reducen drásticamente los problemas de extracción de la muestra y sobre todo de la corrosión que sufren los tubos de acero que convencionalmente se emplean.

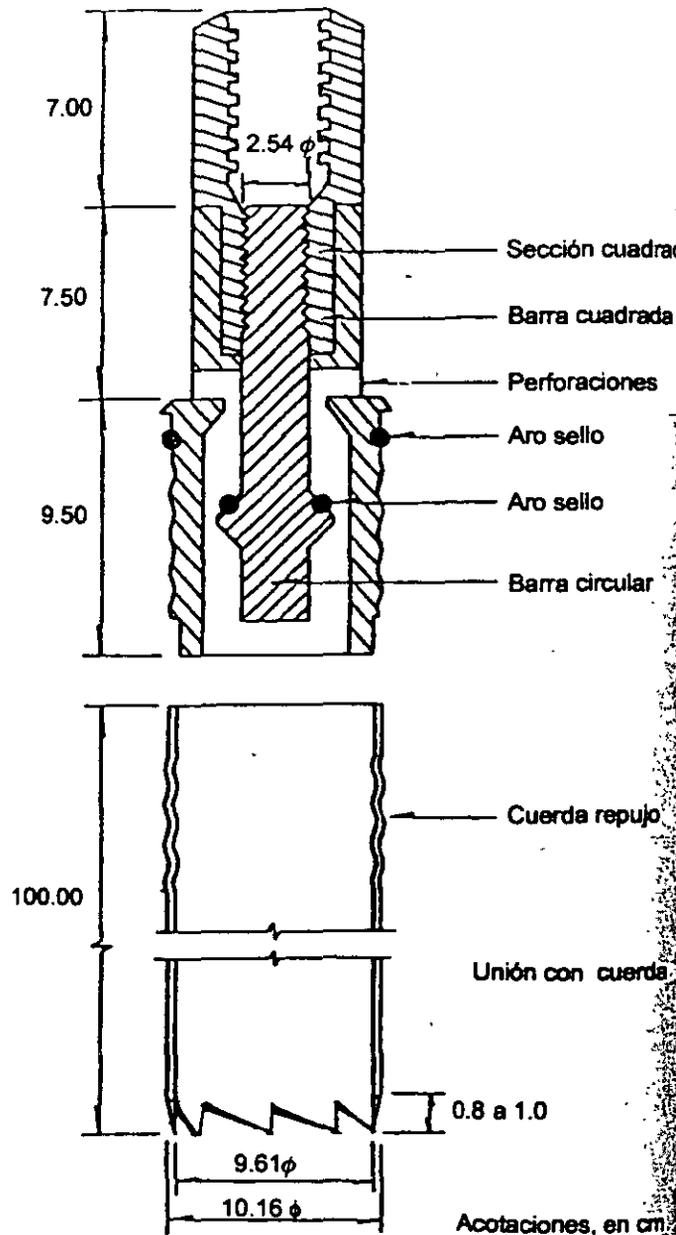


Fig. 2.66, Muestreador de tubo dentado con válvula deslizante

La cabeza de este muestreador lleva una válvula muy ligera que facilita la salida del lodo de perforación, durante el hincado del muestreador y que posteriormente al hincado se cierra con ayuda de una varilla de acero de 1 a 2m (3.3 a 6.6ft) de longitud que se introduce a través de la columna de barras de perforación.

Este muestreador se puede utilizar de dos maneras distintas: 1) como un muestreador

simple de pared delgada y 2) como un muestreador de pistón automático, instalándole para ello el cilindro neumático que se presenta en la Fig. 2.69; con este dispositivo se puede hacer un cierto vacío en la cámara que queda por arriba de la muestra, con lo cual se asegura que las muestras de suelos muy blandos no se salgan del interior del tubo, sobre todo durante la maniobra de extracción de la perforación.

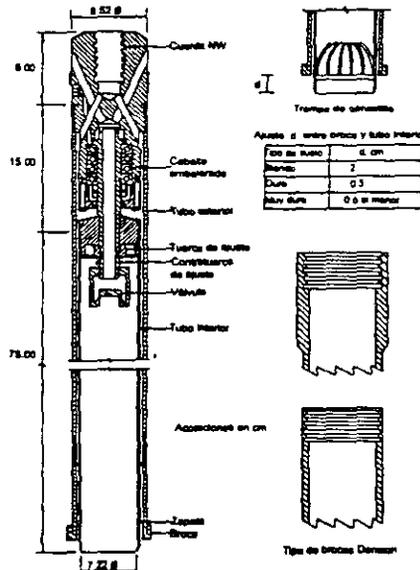


Fig. 2.67, Muestreador tipo Denison

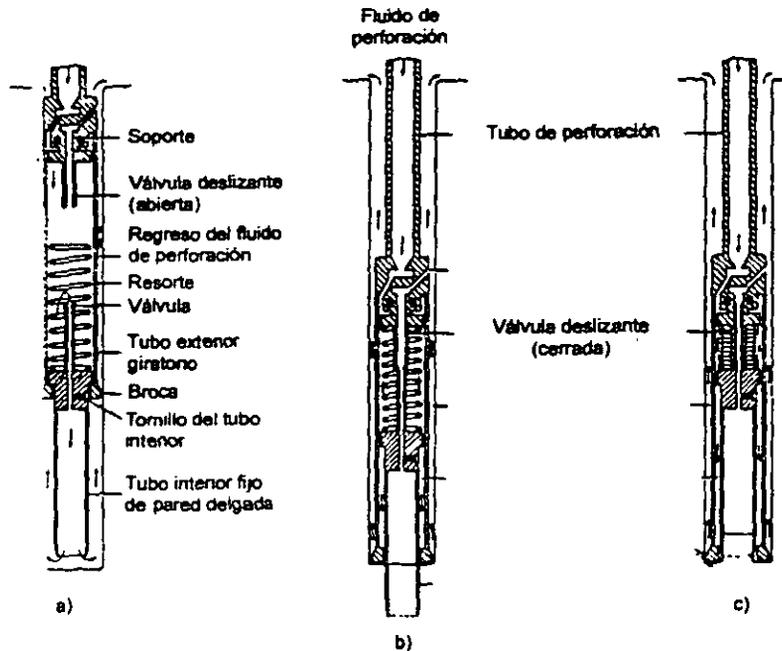


Fig. 2.68, Muestreador Pitcher

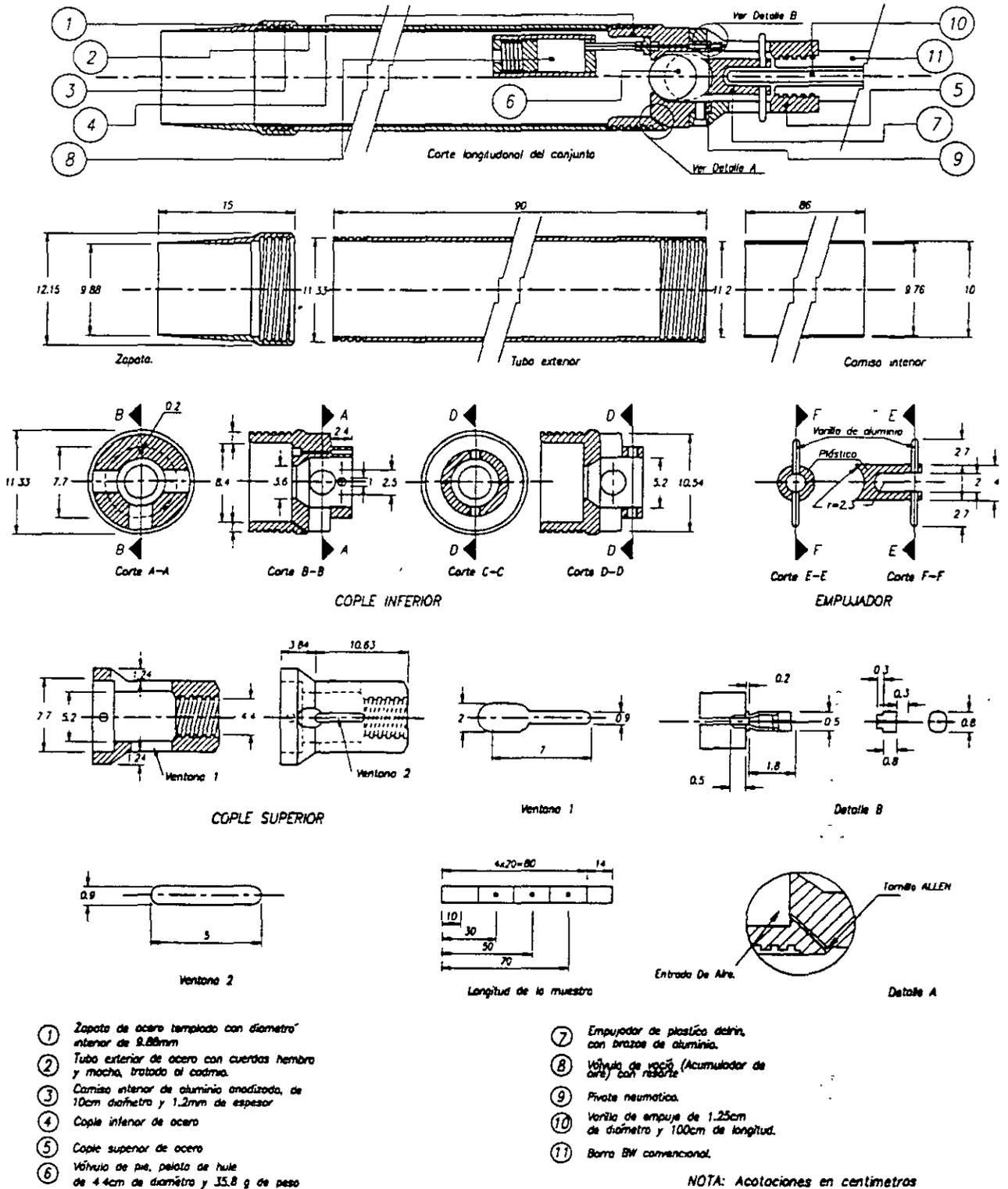


Fig. 2.69, Tubo muestreador TGC

2.4 ENSAYES DE LABORATORIO

2.4.1 Introducción

El programa de estudios de laboratorio se establece para cumplir con dos objetivos esenciales: clasificar cuidadosamente los suelos encontrados y obtener sus parámetros de resistencia y deformabilidad para el diseño de la cimentación; para alcanzar estos propósitos, se realizan las pruebas índice y mecánicas enumeradas en la Fig. 2.70.

Las condiciones de prueba deben elegirse en cada caso particular tratando de reproducir los estados de esfuerzo y patrones de drenaje que generará la estructura; la selección adecuada de las muestras, de acuerdo a tales condiciones permitirá obtener parámetros de diseño representativos del comportamiento del suelo. Esta selección podrá facilitarse si se dispone de la información obtenida de sondeos con cono eléctrico "CPT" (inciso a de 2.3.4).

La descripción detallada y el cálculo de resultados correspondiente a cada prueba pueden encontrarse en la mayoría de los textos de Mecánica de Suelos (SRH, 1970); en este capítulo se comentan sólo aquellos aspectos de la ejecución de las pruebas mecánicas que pueden influir significativamente para la

aplicación de sus resultados al diseño de cimentaciones con pilotes y pilas.

2.4.2 Suelos predominantemente cohesivos.

a) Resistencia al esfuerzo cortante

La obtención de los parámetros de resistencia al corte de suelos cohesivos dependerá del criterio de diseño a utilizar ya sea a partir de esfuerzos totales o esfuerzos efectivos.

□ Criterio de esfuerzos totales

En este caso se estima la adherencia suelo-pilote c_a como una fracción de la resistencia al corte no drenada del suelo c_u ; la prueba debe realizarse en un espécimen labrado a partir de una muestra inalterada (inciso 2.3.6 b).

Para evaluar c_u se recomienda realizar una prueba triaxial no consolidada no drenada (UU), que presenta las siguientes ventajas en relación a las demás pruebas:

- Se reduce la influencia de fisuras presentes en el espécimen, ya que si se utiliza la prueba de compresión no confinada, se tiende a subestimar la resistencia

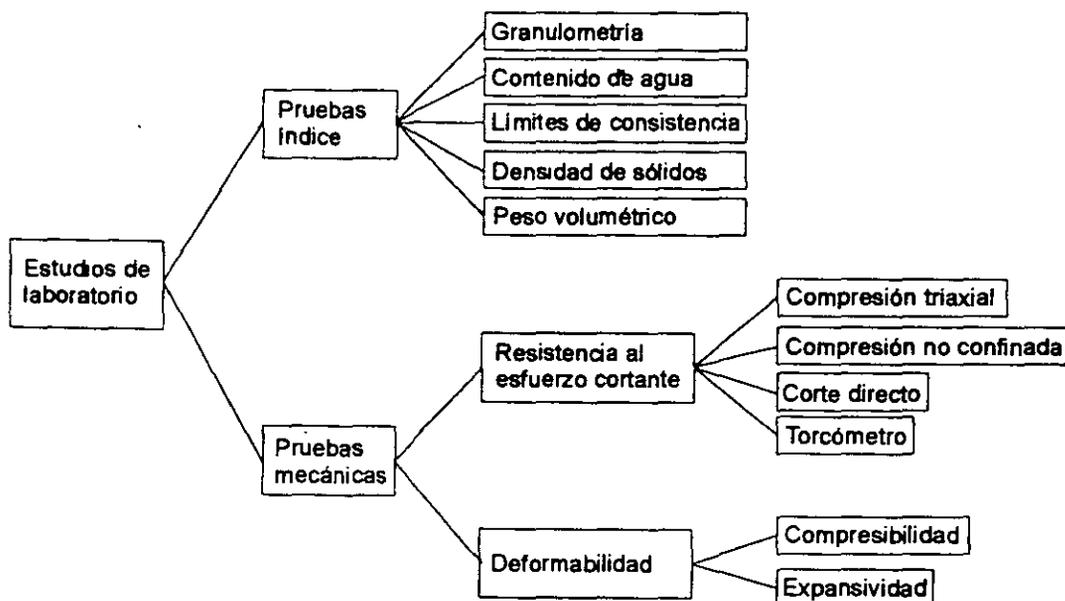


Fig. 2.70, Estudios de laboratorio

- Se induce en el espécimen un estado de esfuerzos más uniforme que en la prueba de corte directo, lo cual facilita su interpretación
- Se disminuye la influencia de pequeñas heterogeneidades de la muestra, que son significativas en los resultados de una prueba con torcómetro; la prueba con torcómetro no es aconsejable en suelos que contienen arena.

□ Criterio de esfuerzos efectivos

Para el diseño deben determinarse la cohesión c' y el ángulo de fricción interna ϕ' del suelo en términos de esfuerzos efectivos; en la prueba deben utilizarse especímenes labrados de una muestra inalterada, cuidando de no modificar su contenido de agua natural.

La determinación de c' y ϕ' se hace a partir de resultados de pruebas triaxiales consolidadas drenadas (CD) y consolidadas no drenadas con medición de presión de poro (CU). Alternativamente, puede usarse la prueba de corte directo, que permite utilizar especímenes de poco espesor, reduciéndose así el tiempo de ensaye; en este caso se requiere una interpretación cuidadosa.

b) Compresibilidad

La magnitud del asentamiento que sufrirá una estructura y su variación con el tiempo pueden estimarse a partir de los resultados de pruebas de consolidación unidimensional en especímenes obtenidos de una muestra inalterada (inciso b de 2.3.6); el número de pruebas debe determinarse atendiendo a la estratigrafía y a la profundidad de influencia dentro de la que el grupo de pilotes o pilas de cimentación modificará significativamente el estado de esfuerzos en el suelo.

Para la aplicación de los resultados de las pruebas deberán considerarse los siguientes aspectos al problema:

- Para extrapolar al campo los resultados obtenidos en el laboratorio, al aplicar la ecuación 3.60 deberán considerarse cuidadosamente las condiciones de drenaje

en el subsuelo, gobernadas en ocasiones por detalles estratigráficos, como por ejemplo delgadas capas de arena intercaladas dentro de la masa de suelos cohesivos, que modifican el valor del espesor H del estrato compresible

- La magnitud de los asentamientos puede calcularse con precisión aceptable en suelos donde la consolidación secundaria no sea importante
- La variación estimada de los asentamientos con el tiempo resulta imprecisa en la medida en que las características del suelo se aparten de las hipótesis teóricas.

2.4.3 Suelos predominantemente friccionantes

Tratándose de arenas y gravas, la capacidad de carga por punta y por fricción lateral depende de la magnitud del ángulo de fricción ϕ' del suelo en términos de esfuerzos efectivos, determinado en pruebas triaxiales consolidadas drenadas. Es importante tomar en cuenta que para arenas medianamente o muy compactas, el valor del ángulo ϕ' puede disminuir apreciablemente al aumentar los esfuerzos aplicados (Vesic and Clough, 1968). Puede entonces resultar necesario considerar valores diferentes del ángulo de fricción de un mismo suelo según el nivel de esfuerzos, para calcular la capacidad de carga por punta y por fricción.

Para calcular la capacidad de carga por punta se requiere determinar el factor de capacidad de carga Nq' (ec 3.9) que es función del ángulo ϕ' de fricción, del índice de rigidez Ir (ec 3.10), del módulo de deformabilidad E del suelo, y de la relación de Poisson ν del material.

Para determinar E se realizan pruebas de compresión confinada en odómetro aplicando esfuerzos verticales que rebasen el valor del esfuerzo vertical actuante σ_v en especímenes elaborados con una compacidad semejante a la que tendrá el suelo después de la instalación del cimiento.

El módulo de deformabilidad puede determinarse al finalizar la prueba mediante la expresión:

$$E = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu} \frac{\sigma_v}{\epsilon_v} \quad (2.27)$$

donde:

ϵ_v deformación unitaria vertical correspondiente a σ_v suponiendo una relación de Poisson entre 0.25 y 0.30 en la mayoría de los casos.

Para calcular la capacidad de carga por fricción es necesario conocer el ángulo de fricción interna del suelo ϕ' a lo largo del fuste del pilote o pila antes de la instalación. Los valores correspondientes se estiman a partir de la relación empírica entre ϕ' y el número de golpes N obtenido de la prueba de penetración estándar SPT; esta relación se muestra en la Fig. 2.19.

La deformabilidad a largo plazo de los suelos granulares puede considerarse prácticamente despreciable para los niveles de esfuerzos de trabajo usuales. Además las deformaciones inducidas ocurren inmediatamente con la aplicación de la carga. No se acostumbra por tanto, efectuar en el laboratorio pruebas para determinar los parámetros de deformabilidad de las arenas.

En el siguiente capítulo se presentan relaciones empíricas para obtener el orden de magnitud de los asentamientos en función de la geometría del grupo de pilotes y en el Capítulo 7 el asentamiento correspondiente a un pilote aislado, obtenido de una prueba de carga.

REFERENCIAS

Amar, S., Baguelino F., Jezequel, J.F. and Le Mehuate, A. (1975), "In situ shear resistance of clays". Proc ASCE Spec. Conf. on In situ Measurements of Soil Properties, Vol 1

ASTM (1975), "Tentative standard method for deep quasi static cone penetration test". D 3441-75T.

ASTM, Designation: D 1586-67 (1977), "Standard method for penetration test and split-barrel sampling of soils".

Avery, T.E. (1968), Interpretation of aerial photographs, Burgess Publishing Co.

Baldi, G., Bellotti, R., Rhienna, V., Jamiolkowski, M., Marchetti, S., and Pasqualini, E. (1986), "Flat Dilatometer Test in Calibration Chambers". Proceedings of In Situ 86 ASCE Specialty Conference on Use of In Situ Tests and Geotechnical Engineering, Virginia Tech, Blacksburg, Virginia, 431-446.

Begeman, H.K.S. (1953), "Improved method of determining resistance to adhesion by sounding through a loose sleeve placed between the cone", Proc. Third Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol 1.

Begeman, H.K.S. (1975), "The friction jacket cone as an aid to determining the soil profile", Proc. 4th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol 1.

Begeman H.K.S. (1963), "The use of static soil penetrometer in Holland", New Zealand Engineering, Vol 18, No. 2.

Bjerrum, L. (1973), "Geotechnical problems involved in foundation of structures in the North Sea", Géotechnique, 23, No. 3.

Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., and Robertson, P.K. (1989), "Design Parameters of Cohesionless Soils From In Situ Tests". Paper Submitted to In situ Testing of Soil Properties for Transportation Facilities. National Research Council, Transportation Board, Washington, D.C., USA.

Briaud, J. (1989), The Pressuremeter Test for Highway Applications, USA, Fed.Hgwy.Adm.Res.Rep.7068.

Campanella, R., Robertson, P.K., Gillepsie, D., and Grieg, J. (1985), "Recent Developments in Situ Testing of Soils". Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, 849-854.

CFE (1979), Manual de Diseño de Obras Civiles, Sección B. 1, Geología.

CFE (1980), Manual de Diseño de Obras Civiles, Fascículo B.2.1, Exploración y Muestreo de Suelos.

- Contreras R. (1997), Desarrollo y aplicaciones de un dispositivo para medir la velocidad de ondas de corte en campo, Tesis de Maestría en Mecánica de Suelos, DEPMI-UNAM.
- De Beer, E.E. (1948), "Donnes concernant la resistance au cisailment deduites des essais de penetration en profondeur", Géotechnique.
- De Ruiter, J.T. (1972), "Electric penetrometer for site investigation", *Journ. of the Soil Mech. and Found. Div., ASCE, Vol 97, SM2*.
- Dobrin, M. (1965), Introduction to geophysical prospecting, McGraw-Hill Book, Co.
- Dungunogh, H.T. and Mitchell, J.K. (1975), "Static penetration resistance of soil: I-analysis and II-evaluation". Proc. ASCE Spec. Conf. on In situ Measurement of Soil Properties, Vol 1.
- Ehlers, C.J., Young, A.G. and Focht, J.A. (1980), "Advantages of using *in situ* vane tests for marine soil investigations". Simposio Internacional de Mecánica de Suelos Marinos, SMMS.
- Fortunati F and Tomiolo A. (1995), "Specific energy parameters for grouting control and soil classification", Field Measurements in Geomechanics, 4th International Symposium, Bergamo Italy.
- Grant, F., and West, G. (1965), Interpretation theory in applied geophysics, McGraw-Hill Book, Co.
- Gravensen S. (1960), Elastic Semi-Infinite Medium Bounded by a Rigid Wall With a Circular Hole. Laboratoriet for Byninstenik, Danmarks Techniske Hojskole, Meddelelse No.10, Copenhagen, Denmark.
- Hvorslev, M.J. (1949), "Subsurface exploration and sampling of soils for civil engineering purposes". U.S. Army-ASCE.
- Jamiolkowski, M., Ghionna, V.N., Lancellota, R., and Pasqualini, E. (1988), "New Correlations of Penetration Tests For Design Practice". Proceedings of the 1st International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando, Florida, Vol.1, 263-296.
- Lacasse, S and Lunne, T. (1986), "Dilatometer test in Sands". Use of *In Situ* Tests in Geotechnical Engineering, ASCE, 686-699.
- Lacasse, S and Lunne, T. (1988), "Calibration of Dilatometer Correlations". Proceedings of the 1st International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando Florida, Vol. 1, 539-548.
- Lunne, T., O. Eide and De Ruiter, J. (1977), "Correlations between cone resistance and vane shear strength in some Scandinavian soft medium to medium stiff clays", Norwegian Geotechnical Institute Publ. No. 116.
- Lunne, T., Powell, J.J.M., Hauge, E.A., Uglow, I.M and Mokkelbost, K.H. (1990), "Correlation of Dilatometer Readings to Lateral Stress". Paper Submitted to Specialty Session on Measurement of Lateral Stress. 69th Annual Meeting of the Transportation Research Board. Washington, D.C., USA.
- Lunne, T., Lacasse, S., Rad, N.S., and Decourt, L. (1989), "SPT, CPT, Pressuremeter Testing and Recent Developments on *In Situ* Testing". Norwegian Geotechnical Institute, Report No. 591390-1.
- Lunne, K.T. and Clansen, C.J.F. (1978), Comparison between in situ cone resistance and laboratory strength for over consolidated North Sea clays. Norwegian Geotechnical Institute Publ. 124.
- Lutenegger, A.J and Kabir, M. (1988), "Dilatometer C-Reading to Help Determine Stratigraphy". Proceedings of the 1st International Symposium on Penetration testing, ISOPT-1, Orlando Florida, Vol. 1, 549-554.
- Lutenegger, A.J. (1988), "Current Status of the Marchetti Dilatometer Test". Proceedings of the 1st International Symposium on Penetration testing, ISOPT-1, Orlando, Florida, Vol. 1, 137-155.
- Marchetti, S. (1980), "In Situ Tests by Flat Flat Dilatometer", ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 106, 299-321.

- Marchetti, S. (1985), "On the Field Determination of K_0 in Sand". Panel Presentation Session: *In Situ* Testing Techniques, Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco.
- Mayne, P.W., and Kulhaway, F.H., 1982, " K_0 - OCR Relationship in Soil". ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 108, No. GT6, 851-872.
- Menard, L. (1975), "The Menard Pressuremeter: Interpretation and Application of the Pressuremeter Test Results to Foundation Design", Sols-Soils No.26
- Mitchell, J.K. and Dungunogh, H.T. (1973), "In situ strength by static cone penetration test", Proc. 8th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol 1.
- Mitchell, J.K. and Lunne, T.A. (1978), Cone resistance as measure of sand strength, Norwegian Geotechnical Institute Publ. 123.
- Mooney, H. and Wetzel, W. (1956), The potentials about a point and apparent resistivity curves for a two, three and four layered earth, The University of Minnesota Press.
- Mooney, H.M. (1974), "Seismic shear waves in engineering", ASCE. Journal of the Geotechnical Engineering Division, GT8: 905-923. August.
- NRACC (1975), Canadian manual on foundation engineering, Associate Committee on National Building Codes National Research Council of Canada, Ottawa.
- Olhovich, V., 1959, Curso de sismología aplicada, Ed. Reverté, S. A.
- PEMEX (1975), Exploración y muestreo de suelos para proyecto de cimentaciones (Primera parte), Norma 2.214.05, Petróleos Mexicanos.
- Rice, A.H. (1984), The seismic cone penetrometer, University of British Columbia.
- Robertson, P.K., Davies, M.P and Campanella, R.G. (1989 a), "Design of Laterally Loaded Driven Piles Using the Flat Dilatometer". Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol.12, No. 1, 30-38.
- Roque, R., Janbu, N., and Senneset, K. (1988), "Basic Interpretation Procedures of Flat Dilatometer Tests". Proceedings of the 1st International Symposium on Penetration Testing, ASOPT-1, Orlando, Florida, Vol.1, 577-587.
- Sanglerat, G. (1972), The penetrometer and soil exploration. Elsevier Publishing Co.
- Santoyo E. y Olivares, A. (1980), Penetrómetro estático para suelos blandos, Informe interno, Instituto de Ingenieria, UNAM, Proy 8069.
- Schmertmann, J.H. (1970), "Static cone to compute static settlement over sand", Journ. of the Soil Mech. and Found. Div., ASCE, Vol 96, SM3.
- Schmertmann, J.H. (1982), "A method for Determining the Friction Angle in Sands from the Marchetti Dilatometer Tests". Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration testing, ESOPT-II, Amsterdam, Vol. 2, 853-861.
- Schmertmann, J.H. (1983), "Revised Procedure for Calculating K_0 and OCR from DMT's With $I_D > 1.2$ and Which Incorporates the Penetration Measurement to Permit Calculating the Plane Strain Friction Angle". DMT Digest No.1, GPE INC., Gainesville, Florida, USA.
- Schmertmann, J.H. (1988), Guidelines for Using the CPT, CPTU and Marchetti DMT for Geotechnical Design. U.S Department of Transportation, Federal Highway Administration, Office of Research and Special Studies, Report No. FHWA-PA-87-023+24, Vol. 3-4.
- SRH (1970), Instructivo para ensaye de suelos, SMMS.
- Terzaghi, K. and Peck, R.B. (1968), Soil mechanics in engineering practice, John Wiley & Sons.
- Tortenson, B.A. (1975), "Pore pressure sounding instrument", Disc. Session 1. Proceedings ASCE

Specialty Conference on In-Situ Measurements of Soil Properties, Vol. 2 Raleigh, N.C.

Vesic, A.S and Clough, G.W.I (1968). "Behaviour of granular materials under high stresses". Proc. ASCE 94 SM3, May, pp. 661-688.

Wissa, A.E.Z., Martin, R.T and Garlanger, J.E. (1975), "The piezometer probe". 5th Proceedings. ASCE. Specialty Conference on *In Situ* Measurements of Soil Properties. Vol. 1. Raleigh, N.C

Notas de los Editores:

Nota 1:

Sassa, K., 1988, "Suggested Methods for Seismic Testing Within and Between Boreholes", International Journal of Rock Mechanics Sciences and Geomechanics Abstracts, Vol. 25, No. 6, pp. 447-472.

Saito, H., et al., 1990, "A Case Study of Geotomography Applied to a Detailed Investigation of a Highway Bridge Foundation", Geophysical Applications for Geotechnical Investigations, ASTM STP 1101, American Society for Testing and Materials, pp. 17-34.

Nota 2:

Campanella, R.G., Robertson, P.K., Davies, M.P. and Sy, A., 1989: "Use of *in situ* tests in pile design", Proc. 12th ICSMFE, Rio de Janeiro, Vol. 4, pp. 199-203.

Lunne, T., Lacasse, S. and Rad, N.S., 1989: "General Report/Discussion session 2: SPT, CPT, pressuremeter testing and recent developments in *in-situ* testing -Part1: All tests except SPT", Proc. 12th ICSMFE, Rio de Janeiro, Vol. 1, pp. 2339-2403.

Nota 3:

ASTM Designation D 4428/D4428 M-91: Standard Test Methods for Crosshole Seismic Testing, American Society for Testing and Materials, USA.

Hiltunen, D.R. and Woods, R.D., 1988, "SASW and Crosshole Test Results Compared", Earthquake Engineering and Soil Dynamics II, GSP 20. ASCE, pp. 279-289.

Nazarian, S. And Stokoe, K.H. II, 1984, "*In Situ* Shear Wave Velocities From Spectral Analysis of Surface Waves", Procs. 8th WCEE, San Francisco, California, Vol. 3, pp.31-38.

MKE, INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.

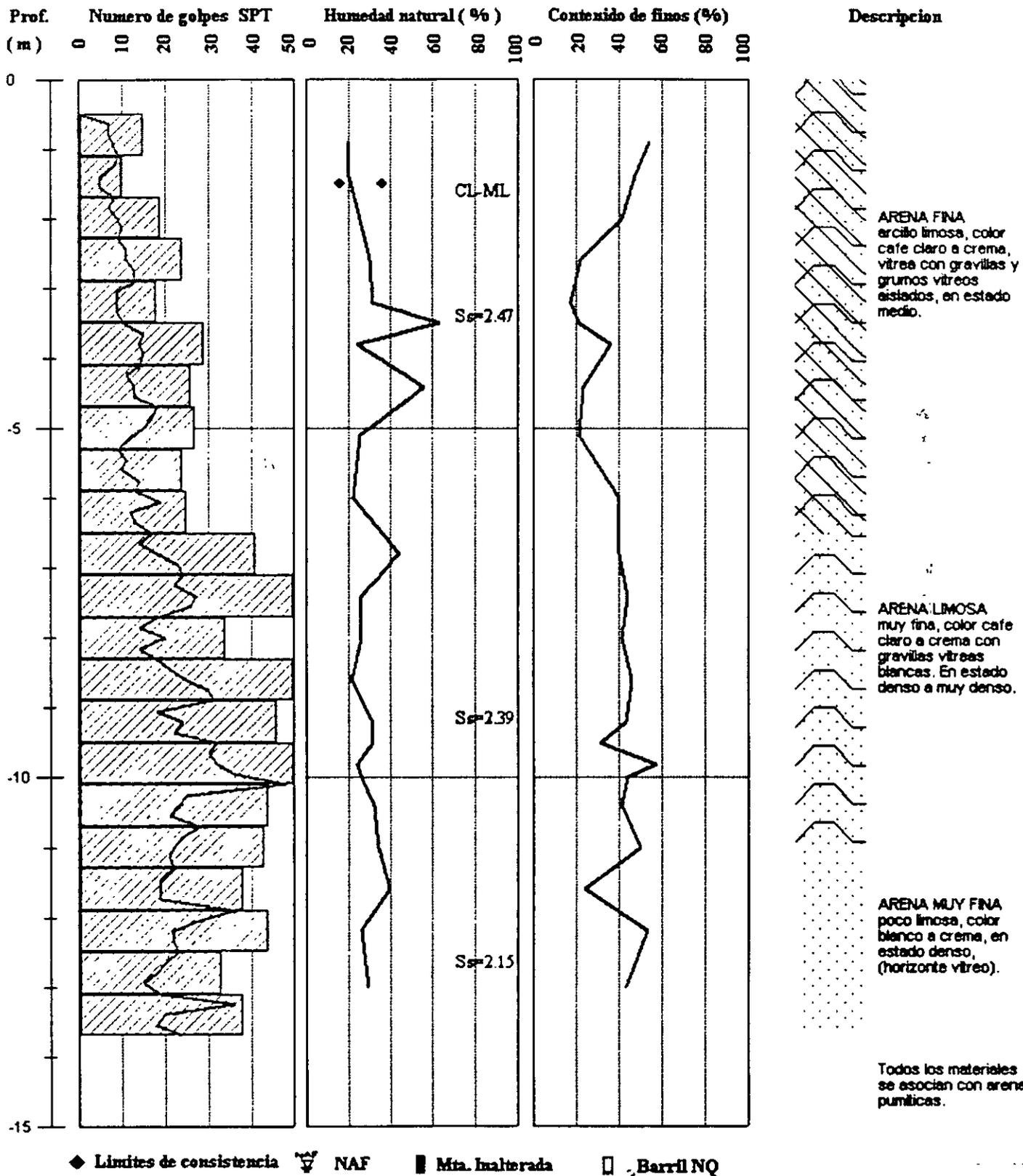
REGISTRO DE SONDEO EXPLORATORIO

PROYECTO: CENTRO DE CAPACTACION GUADALAJARA

SONDEO: SPT-1

UTM: N/D

FECHA: AGOSTO, 2005



MKE, INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.

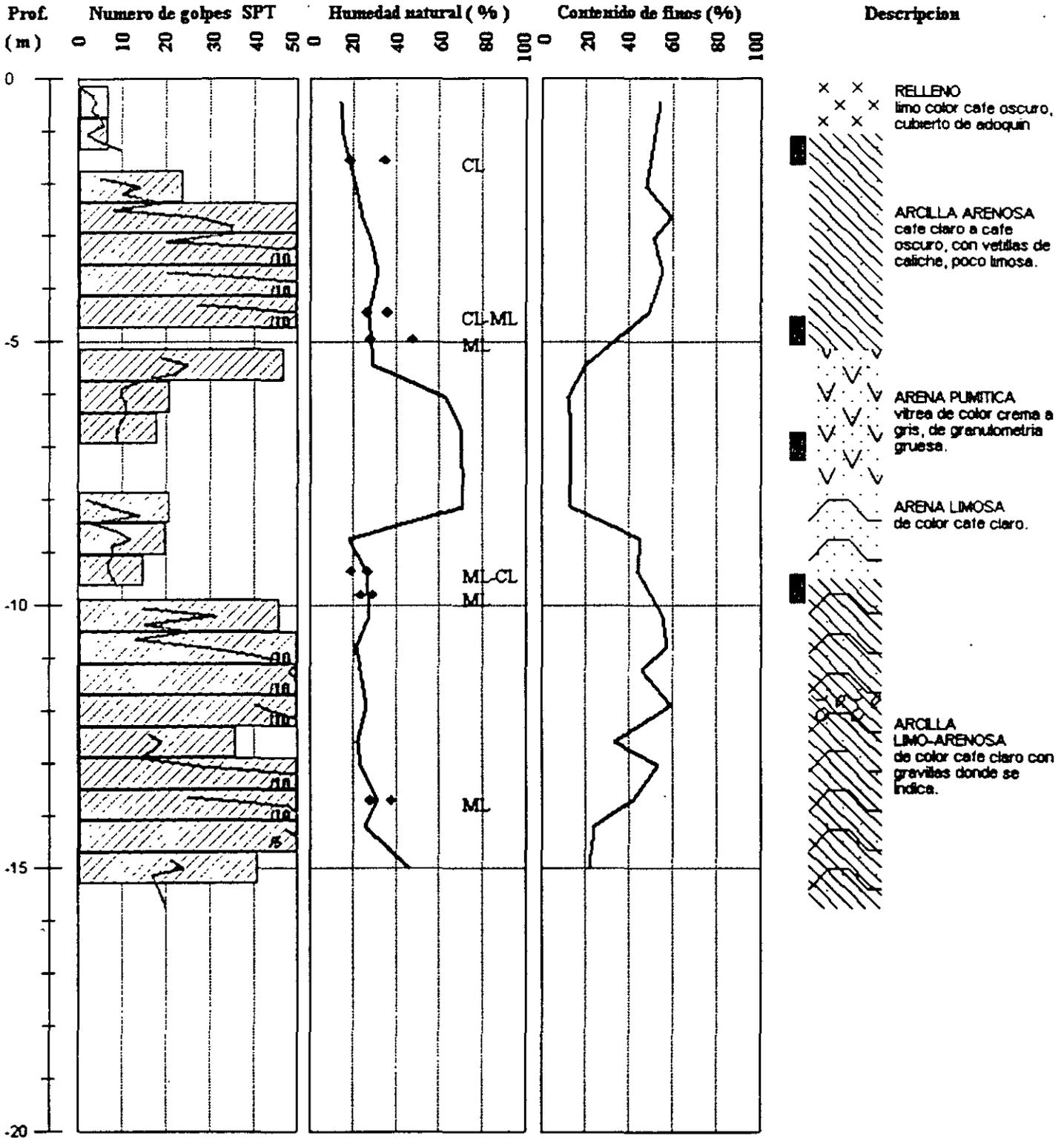
REGISTRO DE SONDEO EXPLORATORIO

PROYECTO: MAGISTERIO NACIONAL

SONDEO: SM

UTM: 482557,2132510

FECHA: JUNIO, 2005



◆ Límites de consistencia ▽ NAF ■ Mta. Inalterada □ Barril NQ

MIKE, INGENIERIA DE SUELOS, S.A. DE C.V.

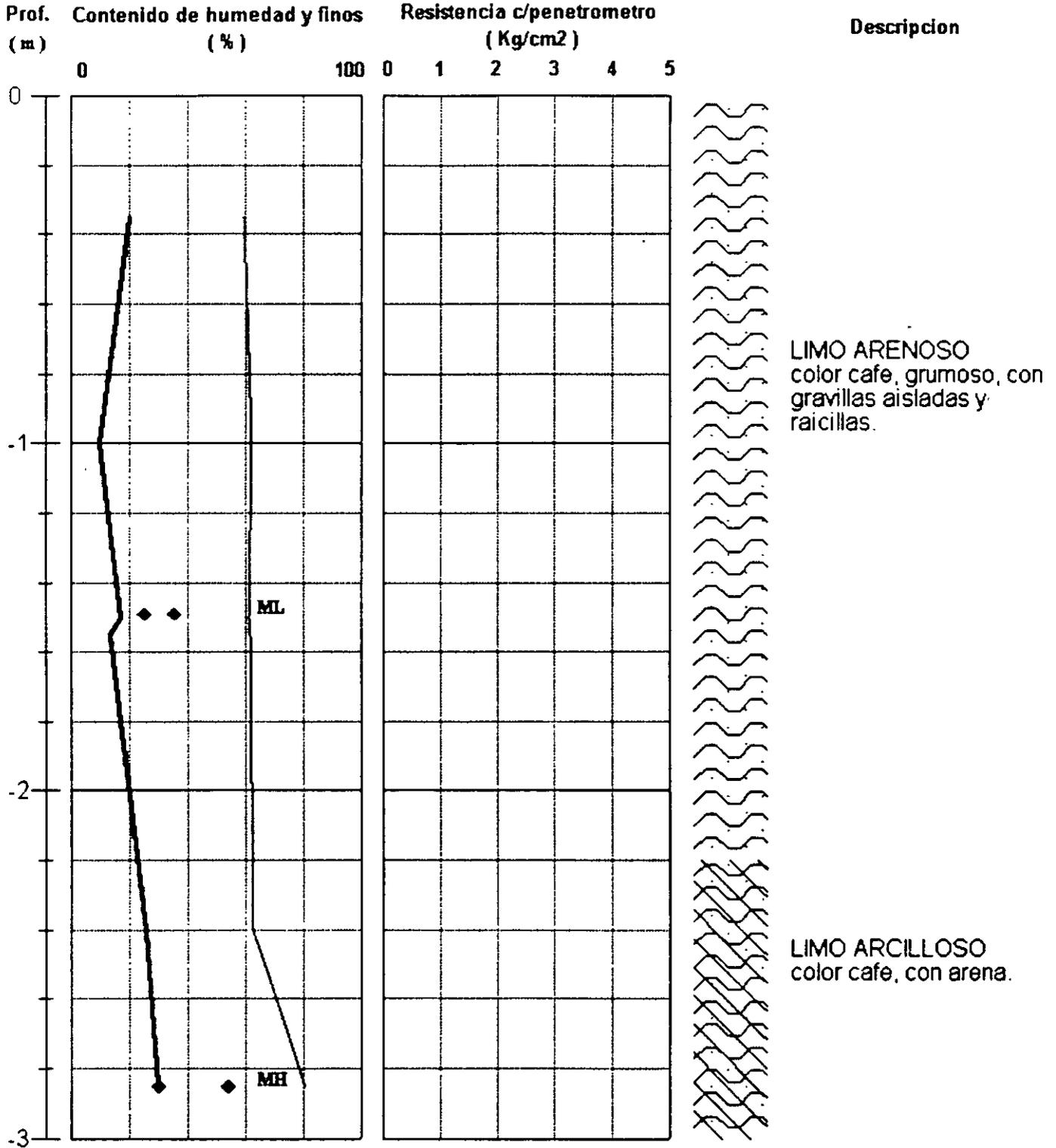
PERFIL DE POZO A CIELO ABIERTO

PROYECTO : MAGISTERIO NACIONAL

POZO : PCA

UTM : ND

FECHA : JULIO, 2005



● Límites de consistencia

MKE ingenieria de suelos, S.A. de C.V.

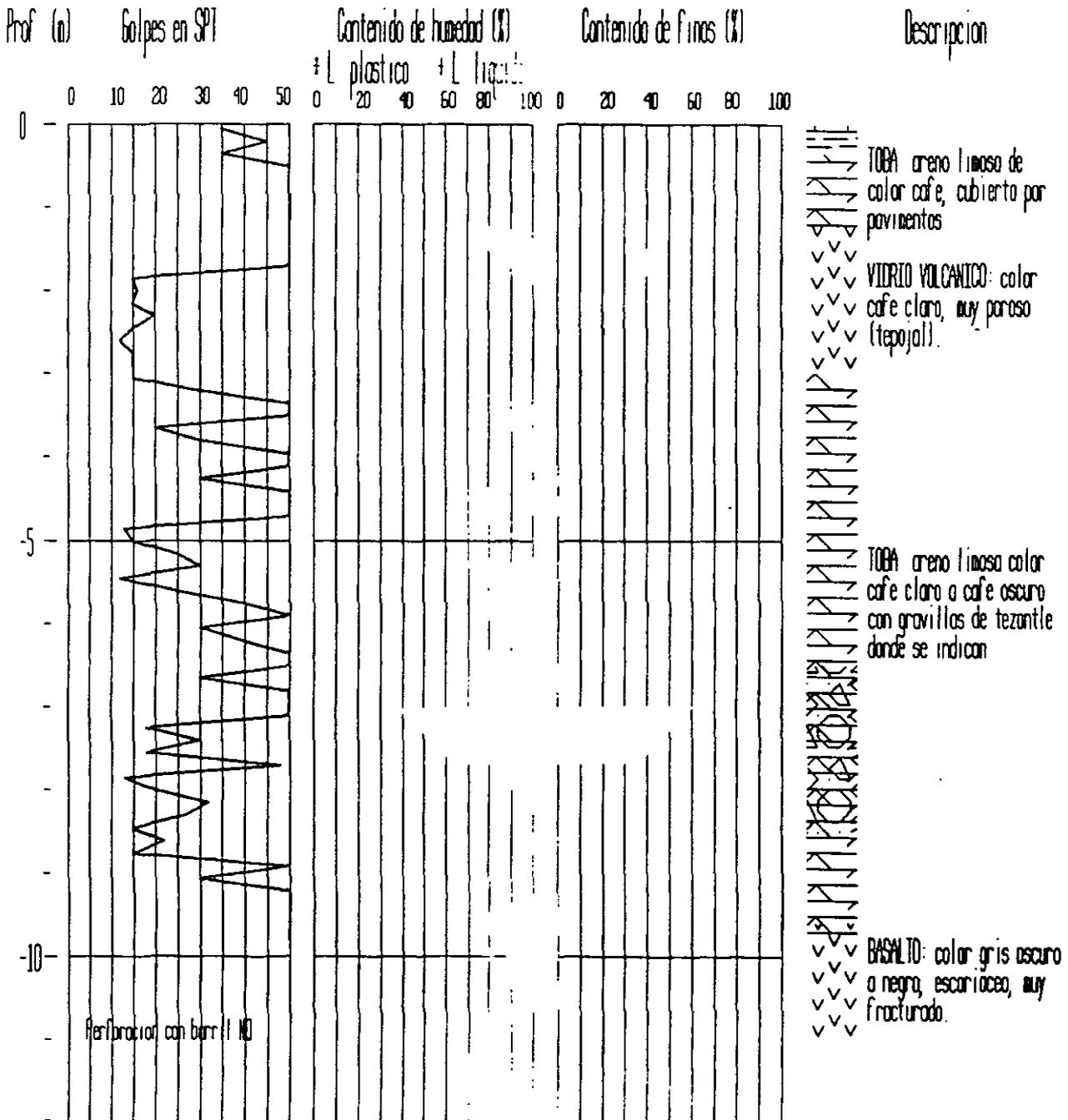
PERFIL ESTRATIGRAFICO EN SONDEO EXPLORATORIO

Proyecto Estacionamiento Club Espora Sondeo SE-1 UTM

Fecha marzo, 2003

NAF: nd

Fig. 4



APUNTES DEL CURSO

DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA ESTRUCTURAS
DE TRANSMISION DE ENERGIA ELECTRICA

Autor: Ing. Juan J. Camarena H.
Noviembre de 2005

2.1 Especificaciones CFE JA 100-64: Cimentaciones para estructura de Líneas de Transmisión

2.2 Cimentaciones para estructuras de Líneas de Transmisión

Las cimentaciones usuales de estructuras para líneas de transmisión generalmente son las siguientes:

- » Para torres auto-soportadas: zapatas aisladas coladas en el sitio o precoladas, pilas coladas en el sitio, pilones anclados en roca, cimentaciones piloteadas y cimentaciones metálicas; aunque estas últimas desde hace algunos años ya no se usan en México, en otros países siguen siendo todavía una solución aceptable.
- » Para postes **troncocónicos** metálicos: pilas coladas en el sitio.
- » Para estructuras mayores de subestaciones: zapatas aisladas coladas en el sitio o pilas coladas en el sitio.
- » Para torres con retenidas: zapatas aisladas para la torre y muertos de concreto para las retenidas.
- » Para torres de emergencia: cimentaciones metálicas para la torre y muertos de concreto para las retenidas.

2.3 Filosofía de diseño

El diseño de estructuras para Líneas de Transmisión se basa en cuatro conceptos fundamentales: confiabilidad, protección, seguridad y la aplicación de códigos existentes.

Confiabilidad. Este concepto implica evaluar con suficiente certeza los datos climáticos del lugar en que se ubique la estructura y con ello determinar sus efectos, es decir, las cargas aplicables, generadas por dichas condiciones climáticas: viento, hielo, o su combinación. En ciertos casos, la temperatura, la presión atmosférica y la topografía local influyen en la magnitud de estas cargas meteorológicas.

Protección. Esto implica seleccionar el nivel de protección adecuado en la determinación de cargas especiales, tales como: cargas longitudinales, rotura de cables o falla de una estructura adyacente, las cuales tienen que resistirse con el fin de prevenir la falla en cascada de las estructuras de soporte de la línea.

Seguridad. A este respecto deberán establecerse los requerimientos de seguridad, implícitos en la determinación de otras cargas especiales como: cargas de construcción o cargas de mantenimiento, que pueden causar daños serios a los trabajadores. Aún cuando los fenómenos de galopeo y de vibración de la estructura, generalmente no producen cargas importantes en las estructuras, las cargas generadas por el galopeo de cables pueden dañar crucetas, conexiones de ellas o equipo accesorio. Además, algunos perfiles de miembros de la estructura son particularmente susceptibles a la vibración inducida por el viento y pueden fallar por fatiga. Consecuentemente, el diseñador debe cuidarse de los problemas potenciales asociados a estos fenómenos.

Códigos existentes. Estos códigos son necesarios para uniformizar procedimientos y definiciones para el cálculo de cargas que solicitan a todo un sistema o a una estructura en particular. La promulgación de cargas normalizadas intenta proporcionar niveles mínimos de seguridad pública, facilitar la comunicación entre los involucrados en el diseño de líneas de transmisión y la acumulación de bases de datos significativos.

La conjunción de estos cuatro conceptos fundamentales se traduce en:

- » La cuantificación de las **causas** generadoras de los diferentes tipos de carga que solicitan a una línea
- » La determinación de los diferentes tipos de **carga** que solicitan a una línea
- » La aplicación de **factores de carga** para todos los tipos de carga existentes
- » La aplicación de **factores de resistencia**, dependiendo de los materiales que compongan a la estructura y del tipo de efecto que actúa en cualquiera de sus componentes
- » La obtención de **cargas factorizadas y sus combinaciones**, con las que se analizará todo un sistema o una estructura en particular
- » Ejecución del **análisis de la estructura**, sometida a la combinación de estas cargas factorizadas, para determinar los **efectos (E)** generados en cada uno de sus elementos

- » La determinación de las **resistencias (R)** especificadas por el código aplicable, correspondientes a cada tipo de efecto **(E)**; esto obviamente aplicable a cada elemento de la estructura y a su cimentación.
- » Y finalmente, la **comparación entre los efectos (E) y las resistencias (R) especificadas**, cuidando que:

$$R > E$$

Esta comparación constituye la **filosofía del diseño** de cada componente de la estructura y de su cimentación.

2.4 Resistencias y efectos en cimentaciones

En el caso específico del diseño de cimentaciones para las diferentes estructuras localizadas a lo largo de una línea, la resistencia especificada y los efectos serán:

- » **Resistencia especificada:** la capacidad última del terreno
 - » a compresión
 - » al arrancamiento
 - » al volteo
 - » al deslizamiento)
- » **Efectos** (inducidos por la estructura en la cimentación):
 - » la presión máxima en el terreno
 - » la tensión o arrancamiento máximo
 - » el momento máximo
 - » la fuerza cortante máxima

2.5 Análisis de cargas

2.5.1 Tipos de causas generadoras de carga

La determinación de las cargas influye mucho en la seguridad y costo de una línea y particularmente en el de una estructura de soporte (y de su cimentación): torre, poste o subestación. En la descripción de las cargas existentes en una línea es conveniente distinguir entre **causa** y **efecto**, es decir, entre las causas o sucesos que producen las cargas y los resultados (efectos) en los componentes de los subsistemas de una línea (cables conductores, cables de guarda, o estructuras). De esta manera podemos decir simplemente que las cargas son fuerzas directas aplicadas en los conductores, cables de guarda o en la estructura y que las causas o sucesos generadores de cargas pueden clasificarse como:

- » Ambientales o meteorológicas
- » Accidentales
- » De montaje
- » De mantenimiento

2.5.2 Causas meteorológicas

Las importantes desde el punto de vista de diseño son:

- » Velocidad de viento (VR)
- » Espesor de hielo (HR)
- » Temperatura (TR)

Estas causas varían en el tiempo y espacio, es decir, son variables aleatorias (**R**: Random) que sólo pueden determinarse mediante un análisis probabilístico. Los valores extremos de estas variables meteorológicas es común considerarlos como los máximos que pueden ocurrir en un lugar y tiempo dados. De esta manera:

VR es la máxima velocidad de viento

HR es la máxima acumulación de hielo

TR es la temperatura mas elevada (para propósitos de cálculo de flechas en conductores) o la temperatura mas baja (para propósitos de cálculo de tensiones en cables) que pueden ocurrir en un período especificado de tiempo (período de retorno) en cualquier punto a lo largo de una línea.

2.5.3 Causas accidentales

Este tipo de sucesos que generan cargas en una línea no pueden describirse estadísticamente debido a su naturaleza y/o ausencia de datos. Caen en esta categoría muchos sucesos accidentales tales como:

- » Rotura de cables que generan cargas longitudinales desequilibradas
- » Defectos, desgaste, fatiga o impacto: generando la fractura de componentes
- » Deslizamiento del terreno, tornados o sabotaje: propiciando la falla total de la estructura
- » Cualquier otro fenómeno imprevisto

Los procedimientos de diseño no pueden controlar la ocurrencia de estos sucesos pero si intentar minimizar sus consecuencias. Debido a esto, el diseñador debe asegurarse que una falla desencadenada

por una causa accidental o por una meteorológica, no se propagará sin control. Este requerimiento de seguridad puede satisfacerse diseñando para cargas especiales, por ejemplo: cargas longitudinales o torsionales en todas o algunas estructuras de la línea (torres o postes), o mediante dispositivos de limitación de carga, usando "fusibles mecánicos".

2.5.4 Causas de montaje o mantenimiento

Son aquéllas que pueden producir cargas críticas en algún componente de la línea durante actividades de montaje y mantenimiento. Una vez establecidas las magnitudes de las cargas producidas por estas actividades, deben multiplicarse por un factor de carga para proporcionar un adecuado nivel de seguridad.

3. ZAPATAS AISLADAS PARA TORRES

INDICE

- 3.1. Introducción
- 3.2. Objetivo del diseño
- 3.3. Normas que se aplican
- 3.4. Simbología
- 3.5. Parámetros de diseño
- 3.6. Elementos mecánicos de diseño
- 3.7. Revisión de presiones sobre el terreno
 - 3.7.1 Capacidad a compresión
 - 3.7.2 Capacidad a flexo-compresión
 - 3.7.3 Capacidad última de soporte
 - 3.7.4 Capacidad última a compresión para carga drenada
 - 3.7.5 Capacidad última a compresión para carga sin drenar
 - 3.7.6 Presión máxima actuante
 - 3.7.7 Diseño de peralte y refuerzo de zapata
 - 3.7.8 Diseño de dados
- 3.8 Revisión de volteo por flexo-tensión
- 3.9 Revisión por tensión
- 3.10 Secuela de diseño resumida
- 3.11 Planos de diseño

3.1. INTRODUCCIÓN

Las cimentaciones superficiales bajo cada una de las patas de una torre de transmisión utilizando zapatas aisladas de concreto reforzado, generalmente se diseñan considerando las siguientes alternativas:

- » Para capacidades admisibles del terreno, a compresión (r_t) de 5 a 20 ton/m².
- » Para reacciones correspondientes al nivel mas alto de la torre
- » Dados con alturas de 30 cm sobre el nivel del terreno
- » Para suelo húmedo o sumergido

3.2 OBJETIVO DEL DISEÑO

Proporcionar las dimensiones y el acero de refuerzo de las zapatas, necesarias y suficientes para resistir íntegramente las cargas últimas de compresión, tensión y cortante, que cada una de las patas de la torre transmite a la cimentación, teniendo como límite: la capacidad a compresión admisible del suelo, su resistencia al arrancamiento, la estabilidad de la cimentación y las resistencias últimas de los materiales de construcción (concreto y acero de refuerzo), aplicando las normas siguientes:

3.3 NORMAS QUE SE APLICAN

- » CFE JA100-64 Diseño de cimentaciones para Líneas de Transmisión
- » CFE C0000-43 Estudios geotécnicos para estructuras de Líneas de transmisión
- » CFE C0000-42 Anclas de fricción para cimentaciones
- » CFE J1000-50 Diseño de torres para Líneas de transmisión
- » Manual de CFE-1993 Manual de Diseño de Obras Civiles
- » ACI 318-2002 Reglamento de las construcciones de concreto reforzado
- » IEEE Guide for Transmission Structure Foundation Design and Testing (IEEE Std 691-2001)

3.4 Simbología

a = ancho y largo de dado
 as = área de una varilla de refuerzo en zapata
 AB = ancho de base de torre
 AC = ancho de cintura de torre
 As = área total de refuerzo en un lecho de zapata, en una dirección
 b = ancho unitario de zapata
 B = ancho y largo de zapata
 Cu = cohesión de suelo
 CSVX, CSVY = coeficientes de seguridad a volteo alrededor de x,y para la combinación T, Vx, Vy
 CSVC = coeficiente de seguridad a volteo para la combinación C, Vx, Vy
 CST = coeficiente de seguridad a tensión
 C, T = componente vertical de compresión y tensión, sobre dado de zapata
 d = peralte efectivo de zapata
 e = excentricidad de C ó T
 f'c = resistencia a compresión del concreto
 Kp = coeficiente de empuje pasivo = $(1+\text{sen}\phi)/(1-\text{sen}\phi)$
 Fy = esfuerzo mínimo de fluencia del acero de refuerzo
 FAP = factor de amplificación de presiones admisibles = 1.33
 FC = factor de carga para diseño del peralte y refuerzo en zapata = 1.1
 FR = factor de reducción para diseño de columnas (dados)
 h = peralte total de zapata
 HP = altura de cuerpo piramidal de torre
 Mu = momento flexionante último actuante en zapata ó dado
 Mx, My = momentos alrededor de eje x, y generados por C, Vx, Vy, para revisión de presiones en el terreno
 MVx, MVy = momentos de volteo alrededor de x,y generados por T, Vx, Vy
 MRx, MRy = momentos resistentes a volteo alrededor de x,y
 Mrep = momento resistente por empuje pasivo
 Pt = presión en zapata generada por tensión
 Pu = carga última actuante a tensión
 r = recubrimiento de refuerzo principal
 rt = capacidad admisible del terreno
 rt' = capacidad última del terreno = $r_t \cdot \text{FAP} = 1.33 r_t$
 R1, R2 = empujes pasivos
 S = separación de varillas de refuerzo en zapata
 Vc = resistencia a cortante de zapata
 Vu = cortante último actuante en zapata
 Vx, Vy = componentes horizontales, transversal y longitudinal asociadas a C ó T
 XG, YG = ejes de giro a volteo
 Zo = altura de dado sobre nivel del terreno

Z = profundidad de desplante de zapata .
 Suelo húmedo: nivel freático abajo del nivel de desplante de zapata
 Suelo sumergido: nivel freático arriba del nivel de desplante de zapata.
 α = ángulo de inclinación (en plano vertical) de una pata de la torre
 β = ángulo de arranque a tensión del terreno
 γ_c = peso volumétrico del concreto
 γ_t = peso volumétrico del terreno
 σ_{em} = presión efectiva máxima sobre el terreno
 ϕ = ángulo de fricción interna
 ϕ_c, f = coeficiente de reducción a cortante o flexión (0.85, 0.90)
 ϕ_r = diámetro de refuerzo
 ρ = porcentaje de área de refuerzo
 ρ_{max} = porcentaje máximo de área de refuerzo
 ρ_{min} = porcentaje mínimo de área de refuerzo
 ρ_b = porcentaje balanceado de área de refuerzo

3.5 Parámetros de diseño

$r_t = 5$ a 20 ton/m^2 : presiones admisibles del terreno
 $\gamma_t = 1.4$ a 1.6 ton/m^3 : peso volumétrico del terreno húmedo
 $\beta = 7^\circ$: ángulo de arranque a tensión del terreno
 $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$: resistencia a compresión del concreto
 $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$: esfuerzo en el límite de fluencia del acero de refuerzo

Datos:

- » Geométricos: Z_0 , AC , AB , HP , $\alpha = \text{ang tan} \frac{2HP}{AB-AC}$
- » Solicitaciones a flexo-compresión: C , V_{xc} , V_{yc}
- » Solicitaciones a flexo-tensión : T , V_{xt} , V_{yt}

Dimensiones propuestas: B , Z , h , a , $e = (Z + Z_0) / \tan \alpha$

3.6 Elementos mecánicos de diseño (solicitaciones)

Las acciones de la superestructura sobre la cimentación se obtienen del análisis estructural de la torre en donde:

C, T = componente vertical de compresión y tensión
 Vx, Vy = componentes horizontales, transversal y longitudinal asociadas a C ó T.

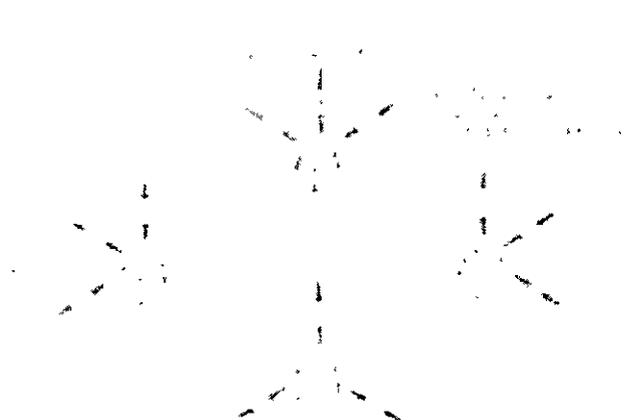


Figura 1 - Tipos de cargas aplicadas en la base de torres fundaciones

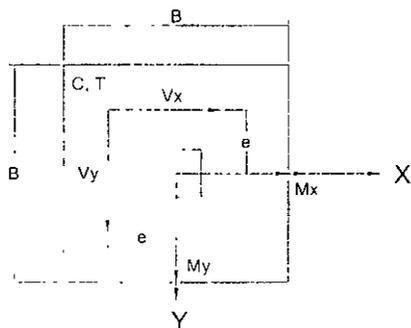


Fig 3 1a Planta zapata

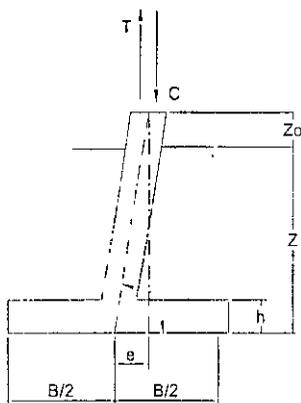


Fig 3 1b Elevación zapata

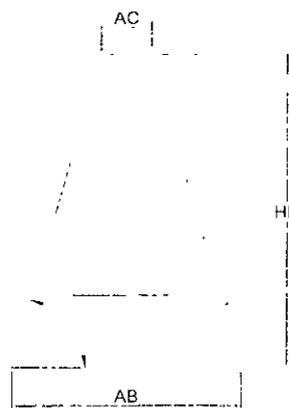


Fig 3 1c Elevación cuerpo piramidal torre

$$\alpha = \text{ang tang } [2HP / (AB - AC)] \quad e = \frac{Z + Zo}{\tan \alpha}$$

La excentricidad de C y T y las componentes horizontales V_x , V_y generan los siguientes momentos que se aplicarán para calcular las presiones efectivas máximas (σ_{em}) :

» Para la acción simultánea de C y V_x , V_y correspondientes (Fig. 3.2)

$$M_x = - C \cdot e + V_y (Z + Z_0) \quad (3.5.1)$$

$$M_y = + C \cdot e - V_x (Z + Z_0) \quad (3.5.2)$$

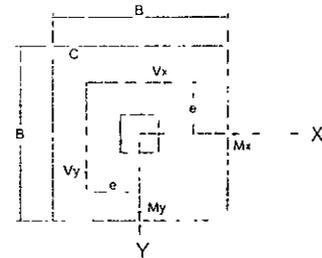


Fig 32

» Para la acción simultánea de T y V_x , V_y correspondientes (Fig. 3.3)

$$M_x = - T \cdot e + V_y (Z + Z_0) \quad (3.5.3)$$

$$M_y = + T \cdot e - V_x (Z + Z_0) \quad (3.5.4)$$

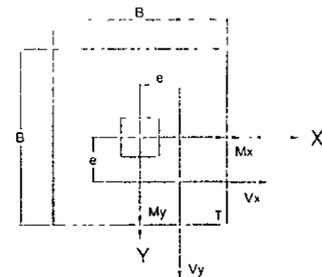


Fig 33

3.7 Revisión de presiones sobre el terreno

3.7.1 Capacidad a compresión

La capacidad admisible a compresión de una cimentación superficial puede ser controlada por la estabilidad del sistema suelo-cimentación (capacidad última de soporte) o por la necesidad de limitar el asentamiento total o diferencial de la estructura.

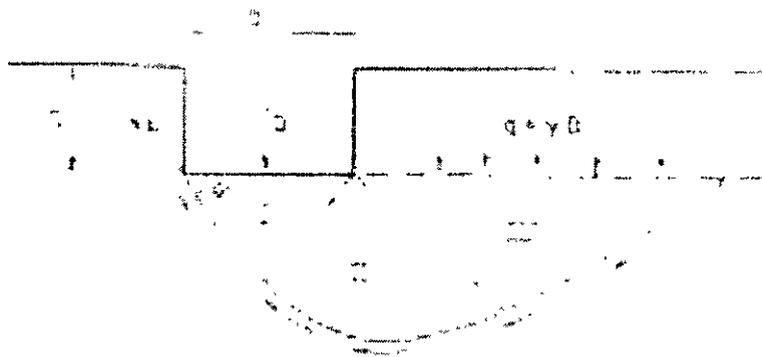


Figura 14 - General description of base load capacity

3.7.2 Capacidad a flexo-compresión

Con la combinación más crítica de carga de compresión excéntrica C y las componentes horizontales V_x , V_y correspondientes, se determina la presión efectiva máxima actuante σ_{em} , cuyo valor no debe exceder la capacidad última de soporte del suelo q_{ult} , es decir:

$$\sigma_{em} \leq q_{ult} \quad (3.7.1)$$

Para determinar q_{ult} adoptaremos el método de diseño propuesto por el Instituto de Ingenieros Eléctricos y Electrónicos: IEEE Guide for Transmission Structure Foundation Design and Testing (IEEE Std 691-2001). Este método de diseño está avalado por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE)

3.7.3 Capacidad última de soporte (q_{ult})

La capacidad última de soporte de una cimentación a base de zapatas aisladas (o corridas), es la máxima carga Q por unidad de área que puede aplicarse a un suelo, a una profundidad dada.

La expresión general de la capacidad última a compresión es:

$$\begin{aligned}
 q_{ult} = & c N_c \xi_{cs} \xi_{cd} \xi_{cr} \xi_{ci} \xi_{ct} \xi_{cg} \\
 & + (B_y N_y / 2) \xi_{ys} \xi_{yd} \xi_{yr} \xi_{yi} \xi_{yt} \xi_{yg} \\
 & + q N_q \xi_{qs} \xi_{qd} \xi_{qr} \xi_{qi} \xi_{qt} \xi_{qg}
 \end{aligned} \quad (3.7.2)$$

En donde:

c es la cohesión del suelo

B es el ancho de la cimentación

q es la sobrecarga = (γD)

γ es el peso volumétrico del suelo

N_c, N_γ, N_q son factores adimensionales de la capacidad de soporte

$$\text{Siendo: } N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45^\circ + \phi/2) \quad (3.7.3)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (3.7.4)$$

$$N_c \approx (N_q - 1) \cot \phi \quad (3.7.5)$$

Cuando $\phi \rightarrow 0$, $N_c \rightarrow (\pi + 2) = 5.14$

ϕ = ángulo de fricción del suelo

Los valores ξ_{xy} son factores modificadores con los que se toman en cuenta las condiciones reales del terreno y su primer subíndice x indica que cada término corresponde a (N_c, N_γ, N_q) , y el segundo subíndice y que corresponde a:

s para la forma de la cimentación

d para su profundidad

r para la rigidez del suelo

i para la inclinación de la carga

t para el declive de la base de la cimentación

g para la inclinación del terreno

Las expresiones para los valores ξ_{xy} se dan en la Tabla 3 (pag.38) del **IEEE Std 691-2001**, con definiciones de los términos geométricos dados en la fig.17 (pag.36) de la anterior norma.

Debe observarse que estos modificadores solo incluyen términos geométricos, parámetros de resistencia del suelo, c y ϕ , y el índice de rigidez del suelo I_r que se define en el inciso 3.7.4.1

La expresión (3.7.2) representa la formulación más general para la determinación de la capacidad última a compresión del suelo, en función de los parámetros de resistencia del suelo, c y ϕ , cuyos valores deberán determinarse correctamente mediante el Estudio de Mecánica de Suelos correspondiente.

3.7.4 Capacidad última a compresión (q_{ult}) para carga drenada

La expresión general (3.7.2) puede tener dos usos alternativos que dependen principalmente del tipo y de la rapidez de aplicación de las cargas. El primero es para cargas drenadas que se desarrollan bajo la mayoría de las condiciones de carga en suelos de cuarzo

granular, tales como arenas, y para condiciones de carga de larga duración en suelos finos granulares, tales como arcillas. La segunda alternativa se describe en el inciso 3.7.4.1

Para suelos drenados, la cohesión $c = 0$ y entonces la expresión general (3.7.2) resulta:

$$q_{ult} = (B \gamma N_{\gamma} / 2) \xi_{\gamma s} \xi_{\gamma d} \xi_{\gamma r} \xi_{\gamma i} \xi_{\gamma t} \xi_{\gamma g} + q N_q \xi_{qs} \xi_{qd} \xi_{qr} \xi_{qi} \xi_{qt} \xi_{qg} \quad (3.7.6)$$

En donde:

B = ancho de la cimentación

L = longitud de la cimentación

D = profundidad de la cimentación

q = sobrecarga = (γZ)

γ = peso volumétrico del suelo

N_q, N_{γ} = factores de la capacidad de soporte definidos en las expresiones (3.7.3) y (3.7.4), respectivamente.

ξ_{xy} = modificadores de capacidad de soporte definidos en la Tabla 3 del IEEE Std 691-2001.

3.7.4.1 Índice de rigidez del suelo (I_r)

El índice de rigidez del suelo equivale al inverso de la deformación unitaria por esfuerzo cortante del suelo. Entonces, de acuerdo con la Ley de Hooke Generalizada, tenemos:

Si γ_{ζ} = deformación unitaria por cortante,

ζ = esfuerzo cortante = $c + \sigma \tan \Phi$ (Ley de Coulomb)

G = Módulo de elasticidad al esfuerzo cortante = $E / 2(1 + \nu)$

Resulta $G = \zeta / \gamma_{\zeta}$, $1/\gamma_{\zeta} = G/\zeta$, sustituyendo: $I_r = G / (c + \sigma \tan \Phi)$

$$\text{Finalmente } I_r = [E / 2(1 + \nu)] / (c + \sigma \tan \Phi) \quad (3.7.7)$$

Donde:

I_r = índice de rigidez

G = módulo de elasticidad a cortante

E = módulo de elasticidad a compresión,

ν = módulo de Poisson = $0.1 + 0.3 \Phi_{rel}$

$\Phi_{rel} = (\Phi - 25^\circ) / 20^\circ$ ($0 \leq \Phi_{rel} \leq 1.0$)

c = cohesión del suelo (igual a 0 para la mayoría de los casos descritos anteriormente),

σ = presión vertical efectiva a la profundidad $D+B/2 = \gamma (D+B/2)$

Φ = ángulo de fricción

El módulo de Young puede determinarse mediante ensayos de laboratorio de compresión simple o triaxial no drenados, correspondientes a condiciones de presión a la profundidad $D + B/2$, o también aproximadamente, como un límite inferior aparente de $E / \sigma_{vm} = 200$, siendo σ_{vm} la presión efectiva vertical media, arriba de la profundidad D , es decir: $E = 200 \sigma_{vm} = 200 \gamma D$

El índice de rigidez del suelo (I_r) debe reducirse para tomar en cuenta las deformaciones unitarias volumétricas que sufre el suelo durante la consolidación, así:

$$I_{rr} = I_r / (1 + I_r \Delta), \text{ siendo} \quad (3.7.8)$$

I_{rr} = índice de rigidez reducido

Δ = deformación volumétrica unitaria $\approx 0.005 \sigma (1 - \Phi_{rel})$, σ en ton inglesas/pie²

Δ = deformación volumétrica unitaria $\approx 0.00489 \sigma (1 - \Phi_{rel})$, σ en kg/cm²

I_{rc} = índice de rigidez crítico = $(1/2) \exp[(3.3 - 0.45 B/L) \cot(45 - \Phi/2)]$

$$I_{rc} = 1/2e^{()} \quad (3.7.9)$$

Si $I_{rr} > I_{rc}$ el suelo se comporta como un material rígido-plástico pudiéndose generar una falla general por cortante, y entonces $\xi_{cr} = \xi_{yr} = \xi_{qr} = 1$

Si $I_{rr} < I_{rc}$ la rigidez del suelo es baja, pudiéndose generar una falla local o de punzonamiento a cortante, y entonces ξ_{cr} , ξ_{yr} , ξ_{qr} serán < 1 y deberán calcularse para reducir la capacidad de soporte última.

3.7.5 Capacidad última a compresión (q_{ult}) para carga sin drenar:

$$\Phi = 0$$

Para suelos cargados sin drenar, lo cual puede ocurrir cuando las cargas son aplicadas relativamente rápido en suelos de grano fino tales como arcillas, las presiones de poro generadas en el suelo por esfuerzos efectivos constantes conducen a un procedimiento de análisis comúnmente conocido como el de esfuerzo total **o método de $\Phi = 0$** . Para este método, $N_c = 5.14$, $N_\gamma = 0$, $N_q = 1$ y $\xi_{qs} = \xi_{qd} = \xi_{qr} = \xi_{qt} = \xi_{qg} = 1$, de esta manera la expresión (3.7.2) se reduce a:

$$q_{ult} = 5.14 S_u \xi_{cs} \xi_{cd} \xi_{cr} \xi_{ci} \xi_{ct} \xi_{cg} + \xi_{qi} \quad (3.7.10)$$

en la que:

B = ancho de la cimentación

L = longitud de la cimentación

D = profundidad de la cimentación

Su = c resistencia a cortante promedio sin drenar desde la profundidad D a la D+B

q = presión total de sobrecarga = (γ D)

ξ_{xy} = modificadores de capacidad de soporte definidos en la Tabla 3 del **IEEE Std 691-2001**.

El término ξ para rigidez incluye la geometría y el índice de rigidez del suelo definido como:

$$I_r = G / Su = [E / 2(1 + \nu)] / Su \quad (3.7.11)$$

I_r = índice de rigidez

$$I_{rr} = E / 3Su \quad (\text{de la expresión 3.7.8})$$

$$\Delta = (1/E) (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) / (1 - 2\nu) \quad (\text{de la Teoría de la Elasticidad})$$

G = módulo de elasticidad a cortante

E = módulo de Young,

ν = módulo de Poisson

$\nu = 0.5$ para suelo cohesivo saturado durante carga sin drenar

Ca = adhesión entre suelo y cimentación

Ca = Su (para concreto colado en el lugar)

Ca = Su/2 (para acero liso)

Ca = 3Su/4 (para acero rugoso)

El módulo de Young puede determinarse mediante ensayos de laboratorio de compresión simple o triaxial no drenados, correspondientes a condiciones de presión a la profundidad D+ B/2, o también aproximadamente, como un límite inferior aparente de $E / \sigma_{vm} = 175$, siendo σ_{vm} la presión efectiva vertical media, arriba de la profundidad D, es decir: $E = 175 \sigma_{vm} = 175 \gamma D$

El índice de rigidez del suelo (I_r) debe compararse con el índice de rigidez crítica teórico I_{rc} dado por:

$$I_{rc} = (1/2) \exp (3.3 - 0.45 B/L) = (1/2) e^{()} \quad (3.7.12)$$

Este valor puede variar desde 8.64 para cimentaciones cuadradas o circulares ($B = L$) hasta 13.56 para una cimentación corrida infinita ($L \rightarrow \infty$). Si $I_{rr} > I_{rc}$, el suelo se comporta como un material rígido-plástico pudiéndose generar una falla general por cortante, y entonces $\xi_{cr} = 1$. Si $I_{rr} < I_{rc}$ la rigidez del suelo es baja, pudiéndose generar una falla local o de punzonamiento a

cortante, y entonces $\sigma_{cr} < f_c$ y deberá calcularse para reducir la capacidad de soporte última.

3.7.6 Presión máxima actuante σ_{em}

La respuesta o reacción (**efectos**) de una cimentación superficial sujeta a fuerzas axiales de tensión o compresión, fuerzas cortantes, y momentos de volteo se traduce en una distribución de presiones en la superficie de apoyo de la cimentación, cuya magnitud y variación es muy compleja. Los actuales métodos de análisis de estas presiones son:

- » Con un modelo idealizado del suelo aplicando métodos numéricos
- » Considerando que la cimentación está soportada en resortes elásticos, cuya solución puede darse por el método del elemento finito
- » Mediante métodos de análisis simplificados

Actualmente, por su facilidad de cálculo, todavía es de uso común la aplicación de métodos simplificados de análisis de presiones cuyos resultados son razonables, especialmente cuando la relación ancho-espesor de la zapata proporciona la suficiente rigidez como para considerarla infinitamente rígida, o cuando menos con deformaciones despreciables comparadas con las del terreno. De esta manera, a continuación se desarrollan dos de estos métodos simplificados.

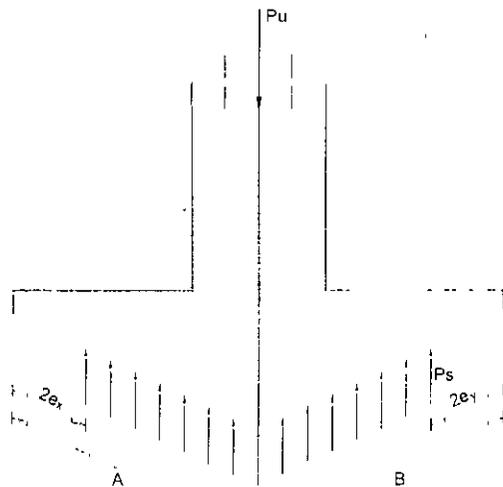
3.7.6.1 Método simplificado de análisis de presiones uniformes

Las hipótesis fundamentales de este método son:

- » La zapata es infinitamente rígida
- » La distribución de presiones corresponde a un estado de esfuerzos de falla del terreno, y por lo tanto a una distribución uniforme de presiones.

$$P_s = \frac{P_u}{(A - 2e_x)(B - 2e_y)}$$

$$B = \frac{P_u}{(A - 2e_x)P_s} + 2e_y$$



De esta manera y considerando las tres condiciones de equilibrio correspondientes a flexo-compresión es decir, solicitaciones de carga axial P_u y momentos alrededor de los ejes transversal (x) y longitudinal (y) de la zapata, generados por la excentricidad de P_u tenemos:

$$\begin{aligned} \sum M_x = 0 & : e_y = L/2 - k_y L/2 , 2e_y = L - k_y L , k_y L = L - 2e_y \\ \sum M_y = 0 & : e_x = B/2 - k_x B/2 , 2e_x = B - k_x B , k_x B = B - 2e_x \\ \sum F_z = 0 & : P_u = \sigma_{em} (k_y L) (k_x B) = \sigma_{em} (L - 2e_y) (B - 2e_x) \end{aligned}$$

$$\text{De donde: } \sigma_{em} = P_u / (L - 2e_y) (B - 2e_x) \quad (3.7.13)$$

$$\text{Debiendo cumplirse } \sigma_{em} \leq q_{ult} \quad (3.7.14)$$

Es evidente la simplicidad de este método ya que solo se consideran condiciones de equilibrio y la suposición de que la distribución de presiones en el terreno es uniforme, estableciendo a priori el área de apoyo de la zapata sobre el terreno, y por lo tanto, una posición del eje neutro muy sui géneris.

Este método es el aceptado por la Norma **IEEE Std 691-2001**.

La compresión vertical máxima $P_u = Q_v$ será:

$$Q_v = C + W_f + W_s, \text{ en donde}$$

C = carga vertical excéntrica, que la estructura trasmite a la cimentación

e = excentricidad de C en dirección x , y

W_f = el peso efectivo de la cimentación

W_s = el peso efectivo del relleno justo arriba de la zapata y limitado por sus bordes

» Determinación de excentricidades totales de Q_v

Considerando la acción simultánea de C excéntrica y las componentes horizontales V_x , V_y correspondientes, que la estructura trasmite a la cimentación (Fig. 3.2), y que:

» La zapata es cuadrada

» Se considera la acción del empuje pasivo del terreno sobre dado y zapata, en dirección x , y

» Se desprecia la fricción desarrollada en los bordes laterales de la zapata

Las excentricidades totales de C serán:

$$\begin{aligned} \text{Para } \sum M_x = 0: \quad Q_v \cdot e_y &= -C \cdot e + V_y (Z_o + Z) - M_{rep} \\ \text{De donde resulta} \quad e_y &= \left| \frac{-C \cdot e + V_y (Z_o + Z) - M_{rep}}{Q_v} \right| \quad (3.7.15) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Para } \sum M_y = 0: \quad Q_v \cdot e_x &= C \cdot e - V_x (Z_o + Z) + M_{rep} \\ \text{De donde resulta} \quad e_x &= \left| \frac{C \cdot e - V_x (Z_o + Z) + M_{rep}}{Q_v} \right| \quad (3.7.16) \end{aligned}$$

Estas excentricidades e_x , e_y se usarán en la expresión (3.7.6) para determinar σ_{em}

3.7.6.2 Método simplificado de análisis de presiones con variación lineal

I. Definición del problema

La distribución de presiones de la zapata sobre el terreno presentará, en el caso más general las características siguientes:

- a) Como normalmente la distribución de presiones corresponderá a una "sección reducida", inicialmente se desconocerá el área real de apoyo de la zapata sobre el terreno y por lo tanto también la posición del eje neutro (E. N.)
- b) El E. N. no necesariamente será paralelo a uno de los ejes centroidales y principales de la sección.

Así, la determinación de la distribución de presiones constituye un problema de aproximaciones sucesivas que se resolverá de la siguiente manera:

- 1) Suponer una sección de apoyo de dimensiones y E. N. dados
- 2) Determinar las propiedades geométricas de dicha sección
- 3) Con esta sección supuesta y los elementos mecánicos de diseño determinar la distribución de presiones y la posición del E. N.
- 4) Comparar las presiones máximas con la capacidad última y revisar la compatibilidad de la posición del E. N. obtenida en 3 con la de la sección propuesta
- 5) Si en 4 se logra una aproximación razonable previamente establecida, se considera resuelto el problema, en caso contrario se repite el cálculo a partir de 1

II. SOLUCION ANALÍTICA

Las hipótesis fundamentales de este método son:

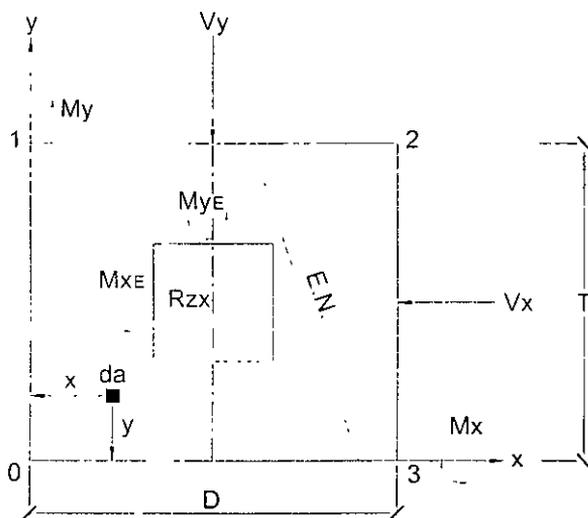
- » La zapata es infinitamente rígida
- » La presión en cualquier punto P(x,y) de contacto entre zapata y terreno obedece a una distribución lineal dada por el primer resultado de Saint Venant.

$$\sigma_z = A x + B y + C \tag{I}$$

En donde A, B, C son constantes que se determinarán a partir de las condiciones de equilibrio de la zapata, referidas al sistema de ejes de referencia x, y, z con origen en el punto 0

$$\sum F_z = 0; \sum M_x = 0; \sum M_y = 0$$

Aplicando cada una de estas condiciones de equilibrio, e igualando las acciones externas e internas, es decir, las solicitaciones y reacciones del terreno sobre la zapata obtendremos:

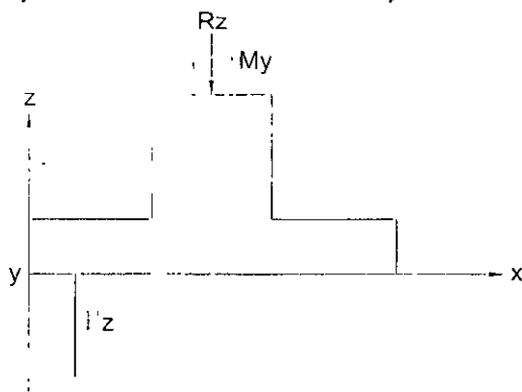


$$\int_A \sigma_z dA = R_z \tag{II.1}$$

$$\int_A (\sigma_z dA) y = M_x$$

$$\int_A (\sigma_z dA) x = M_y$$

Donde:



Sustituyendo I en II.1

$$\int (Ax + By + C)dAz = Rz : A \int x dAz + B \int y dAz + C \int dAz = Rz$$

Como el sistema de referencia escogido no es principal ni centroidal resulta:

$$\int x dx Az = Q_y \neq 0 : \int y dAz = Q \neq 0 \text{ y entonces:}$$

$$A Q_y + B Q_x + C Az = Rz \quad \text{II.1a}$$

Sustituyendo I en II.2 y II.3 respectivamente, obtenemos:

$$\text{Para II.2: } \int (Ax + By + C)y dA = Rzy_R \Rightarrow A \int xy dA + B \int y^2 dA + C \int y dA = Rzy_R$$

$$\text{Para II.3: } \int (Ax + By + C)x dA = Rzx_R \Rightarrow A \int x^2 dA + B \int xy dA + C \int x dA = Rzx_R$$

donde:

$$\int y^2 dA = I_x; \int x^2 dA = I_y$$

y

$$\int xy dA = I_{xy} \neq 0 \text{ ya que el sistema no es centroidal ni principal}$$

Con lo que I.1, I.2 e I.3 quedan finalmente

$$A Q_y + B Q_x + C Az = Rz \quad \text{II.1a}$$

$$A I_{xy} + B I_x + C Q_x = M_x \quad \text{II.2a}$$

$$A I_y + B I_{xy} + C Q_y = M_y \quad \text{II.3a}$$

Que constituye un sistema de tres ecuaciones con tres incógnitas A, B, C y que matricialmente se expresa como:

$$\begin{bmatrix} Q_y & Q_x & Az \\ I_{xy} & I_x & Q_x \\ I_y & I_{xy} & Q_y \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A \\ B \\ C \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Rz \\ M_x \\ M_y \end{bmatrix} \text{ haciendo } [G] = \begin{bmatrix} Q_y & Q_x & Az \\ I_{xy} & I_x & Q_x \\ I_y & I_{xy} & Q_y \end{bmatrix}$$

resulta:

$$\begin{bmatrix} A \\ B \\ C \end{bmatrix} = [G]^{-1} \begin{bmatrix} Rz \\ M_x \\ M_y \end{bmatrix}$$

Los elementos de la matriz G corresponden a las propiedades geométricas de la sección de apoyo de la zapata en el terreno, cuyos valores se indican en la Tabla 3.2, para cada uno de los cinco casos posibles de distribución de presiones indicados en la Tabla 3.1.

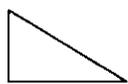
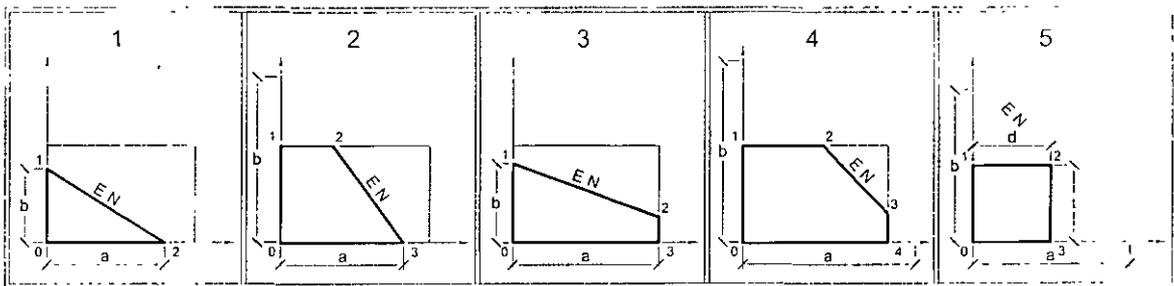
La solución de esta expresión matricial determinará la variación de presiones en el terreno, sustituyendo las constantes A, B y C en la expresión general (I). Calculando σ_z en los puntos 0, 1, 2 y 3 determinaremos a cual de ellos corresponde la presión máxima σ_{em} , cuyo valor se comparará con q_{ult} .

Como se señaló en el párrafo I, la determinación de la distribución de presiones constituye un problema de aproximaciones sucesivas, de manera que las dimensiones óptimas de la zapata se obtendrán hasta que, con las dimensiones propuestas en cada iteración resulte: $\sigma_e \leq q_{ult}$

III. DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES.

La distribución de presiones puede adoptar los cinco casos siguientes:

Tabla 3.1 Distribución de presiones



Área de contacto

$$\frac{a-d}{a} = m; \quad \frac{b-t}{b} = n$$

Ecuación del E. N.: $A x + B y + C = 0$

Si $y = 0$: $x = -\frac{C}{A} = a$; Si $x = 0$: $y = -\frac{C}{B} = b$

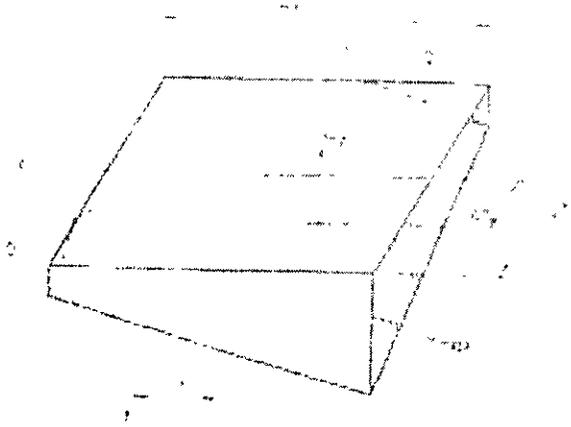
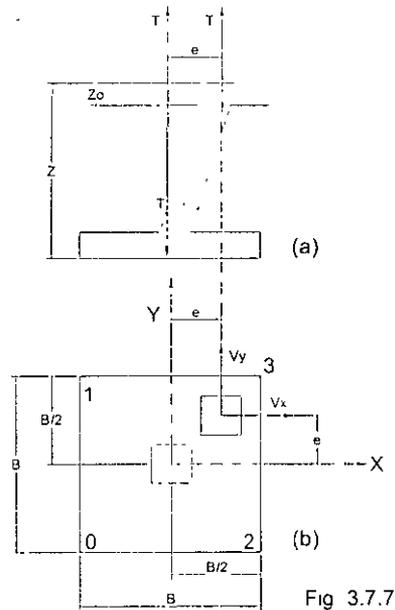


Figure 3.1 - Steel distribution below foundation with eccentricity in two directions

Tabla 3.2 Propiedades geométricas de la sección de apoyo de la zapata en el terreno

C A S O	Az	Qx	Qy	Ix	Iy	Ixy
1	$\frac{ab}{2}$	$\frac{ab^2}{6}$	$\frac{a^2b}{6}$	$\frac{ab^3}{12}$	$\frac{a^3b}{12}$	$\frac{a^2b^2}{24}$
2	$\frac{ab}{2} [1 - n^2]$	$\frac{ab^2}{6} [1 - n^4 - 3n^2 \frac{t}{b}]$	$\frac{a^2b}{6} [1 - n^4]$	$\frac{ab^3}{12} [1 - n^4 - 2n^2 (\frac{2b+t}{b}) \frac{t}{b}]$	$\frac{a^3b}{12} [1 - n^4]$	$\frac{a^2b^2}{24} [1 - n^4 - 4n^2 \frac{t}{b}]$
3	$\frac{ab}{2} [1 - m^2]$	$\frac{ab^2}{6} [1 - m^4]$	$\frac{a^2b}{6} [1 - m^4 - 3m^2 \frac{d}{a}]$	$\frac{ab^3}{12} [1 - m^4]$	$\frac{a^3b}{12} [1 - m^4 - 2m^2 (\frac{2a+d}{a}) \frac{d}{a}]$	$\frac{a^2b^2}{24} [1 - m^4 - 4m^2 \frac{d}{a}]$
4	$\frac{1}{2} ab [1 - m^2 - n^2]$	$\frac{ab^2}{6} [1 - m^4 - n^4 - 3n^2 \frac{t}{b}]$	$\frac{a^2b}{6} [1 - m^4 - n^4 - 3n^2 \frac{t}{b}]$	$\frac{ab^3}{12} [1 - m^4 - n^4 - 2n^2 (\frac{2b+t}{b}) \frac{t}{b}]$	$\frac{a^3b}{12} [1 - m^4 - n^4 - 2m^2 (\frac{2a+d}{a}) \frac{d}{a}]$	$\frac{a^2b^2}{24} [1 - m^4 - n^4 - 4m^2 (\frac{d}{a}) - 4n^2 \frac{t}{b}]$
5	dt	$\frac{dt^2}{2}$	$\frac{d^2t}{2}$	$\frac{dt^3}{3}$	$\frac{d^3t}{3}$	$(\frac{dt}{2})^2$

3.8 Revisión de volteo con tensión



Con las dimensiones de la zapata que satisfacen la expresión $\sigma_{em} \leq \text{qult}$, se revisará su estabilidad por volteo considerando la combinación más crítica de tensión excéntrica y componentes horizontales, según se muestra en las figuras 3.7.7a y 3.7.7b.

Para ello discutiremos dos posibilidades de volteo, definiendo previamente a:

- W_r = peso del relleno arriba de la cimentación = $V_r \gamma_s$
- W_c = peso de cimentación = $V_c \gamma_c$
- M_{REP} = Momento resistente por empuje pasivo del terreno

1. Cuando los momentos motores ó de volteo M_{vx} y M_{vy} , generados por la tensión son mayores a los de las fuerzas horizontales V_x y V_y :

Para el giro respecto a la arista 02:

Momento motor: $M_{vx} = T \cdot e + T(B/2) = T(B/2 + e)$ (3.8.1)

Momento resistente: $M_{rx} = -(W_c + W_r)B/2 - V_y(Z + Z_o) - M_{REP}$ (3.8.2)

Para lograr el equilibrio debe cumplirse: $M_{rx} + M_{vx} = 0$

E introduciendo el factor de seguridad F_{sx} , resulta:

$$M_{rx} = -F_{sx} \cdot M_{vx}; \text{ de donde } F_{sx} = -M_{rx} / M_{vx} \quad (3.8.3)$$

Sustituyendo (3.8.1) y (3.8.2) en (3.8.3):

$$F_{sx} = \frac{[(W_c + W_r)B/2 + V_y(Z+Z_o) + M_{REP}]}{T(B/2 + e_y)} > 1.1 \quad (3.8.5)$$

Análogamente, para el giro respecto a la arista 01:

$$\text{Momento motor: } M_{vy} = -T \cdot e_x - T(B/2) = -T(B/2 + e_x) \quad (3.8.6)$$

$$\text{Momento resistente: } M_{ry} = -(W_c + W_r)B/2 - V_x(Z+Z_o) - M_{REP} \quad (3.8.7)$$

Para lograr el equilibrio debe cumplirse: $M_{ry} + M_{vy} = 0$

E introduciendo el factor de seguridad F_{sy} , resulta:

$$M_{ry} = -F_{sy} \cdot M_{vy}; \text{ de donde } F_{sy} = -M_{ry} / M_{vy} \quad (3.8.8)$$

Sustituyendo (3.8.6) y (3.8.7) en (3.8.8):

$$F_{sy} = \frac{[(W_c + W_r)B/2 + V_x \cdot Z + M_{REP}]}{T(B/2 + e_x)} > 1.1 \quad (3.8.9)$$

2. Cuando los momentos motores ó de volteo M_{vx} y M_{vy} , son de sentido contrario a los del caso 1

Para el giro respecto a la arista 13:

$$\text{Momento motor: } M_{vx} = -V_y(Z+Z_o) - T \cdot B/2$$

$$\text{Momento resistente: } M_{rx} = (W_c + W_r)B/2 + T \cdot e_y + M_{REP}$$

De donde:

$$F_{sx} = \frac{[(W_c + W_r)B/2 + T \cdot e_y + M_{REP}]}{V_y(Z+Z_o) + T \cdot B/2} > 1.1 \quad (3.8.10)$$

Análogamente para el giro respecto a la arista 23:

$$\text{Momento motor: } M_{vy} = V_x(Z+Z_o) + T \cdot B/2$$

$$\text{Momento resistente: } M_{ry} = -(W_c + W_r)B/2 - T \cdot e_y - M_{REP}$$

De donde

$$F_{sy} = \frac{[(W_c + W_r)B/2 + T \cdot e_y + M_{REP}]}{V_x(Z+Z_o) + T \cdot B/2} > 1.1 \quad (3.8.11)$$

Dependiendo de los valores relativos entre T y V_x , V_y , puede regir el caso 1 ó el 2, y de esta manera en rigor, deben calcularse F_{sx} , F_{sy} para ambos casos, y compararlos, para determinar cual caso de volteo rige; sin embargo, dada la magnitud de las fuerzas de tensión para de torres de transmisión, comparadas con las fuerzas cortantes, puede asegurarse que siempre regirá el caso 1, es decir, F_{sx} y F_{zy} estarán dados por (3.8.5) y (3.8.9).

3.8.1 Momento resistente por empuje pasivo: M_{rep}

En su sentido más amplio, se entiende por empuje pasivo la resistencia que una masa de suelo opone a su desplazamiento cuando es solicitada por una fuerza lateral.

Para el cálculo de presiones en el terreno y la revisión por volteo se considerará la acción del momento resistente por empuje pasivo del terreno contra la cimentación.

SIMBOLOGIA

e = excentricidad de la fuerza de tensión o de compresión

T = fuerza de tensión

V_{XT} , V_{YT} = fuerzas horizontales simultáneas con tensión

ϕ = ángulo de fricción interna

k_p = coeficiente de empuje pasivo = $\frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi}$

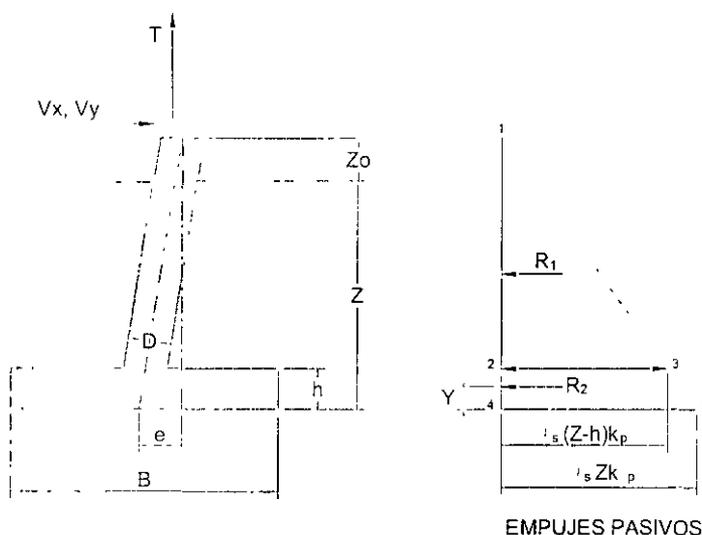
R_1 , R_2 = empujes pasivos

γ_s = peso volumétrico del suelo

W_r = peso del relleno arriba de la zapata = $V_r \gamma_s$

W_c = peso de la cimentación = $V_c \gamma_c$

M_{REP} = momento resistente por empuje pasivo del terreno



El empuje pasivo correspondiente al triángulo 123 es:

$$R_1 = \frac{1}{2} \gamma z - h) k_p (z - h) B = \frac{1}{2} (z - h)^2 B \gamma$$

y el empuje pasivo para el trapecio 2345 .

$$R_2 = \frac{1}{2} [(z - h) \gamma k_p + z \gamma k_p] h B s = \frac{1}{2} (2Z - h) h B \gamma k_p$$

La posición de R_2 es .

$$Y = h - \frac{h(2z + z - h)}{3(z + z - h)} = h \left[1 - \frac{3z - h}{3(2z - h)} \right] = h \frac{6z - 3h - 3z + h}{3(2z - h)} = \frac{(3z - 2h)}{3(2z - h)} h$$

y el momento resistente por empuje pasivo .

$$M_{rep} = R_1 \left[\frac{(z - h)}{3} + h \right] + R_2 Y = R_1 \frac{Z + 2h}{3} + R_2 Y$$

Finalmente los momentos resultantes totales son:

$$MRX = MRY = W \cdot B / 2 + M_{rep}$$

Se considera que el nivel real de apoyo del suelo para el cálculo del empuje pasivo se localiza 50 cm abajo del nivel natural del terreno, para tomar en cuenta una compactación inadecuada y efectos de intemperismo en el suelo.

3.8.2 Diseño estructural de zapata (Según ACI- 318-02)

3.8.2.1 Diseño del peralte

Se adoptará un criterio simplificado y conservador consistente en suponer que la zapata está sometida a una reacción del terreno uniformemente distribuida igual a la **presión efectiva máxima** σ_{em} y adicionalmente se multiplicará este valor por 1.1 para tomar en cuenta el factor adicional que exige CFE.

De esta manera el dimensionamiento del peralte se hará, haciendo que: $V_u \geq \phi_c V_c$; $\phi_c = 0.85$

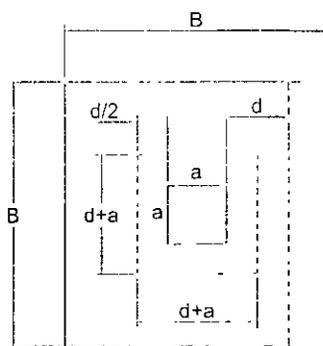
» Diseño como viga ancha

$$V_u = \left(\frac{B-a}{2} - d \right) B r'_i$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} B d \phi_c$$

$$\left[\left(\frac{B-a}{2} - d \right) r'_i \right] = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'_c} B d = 0.45 \sqrt{f'_c} B d$$

$$(0.45 \sqrt{f'_c} + r'_i) d = \frac{B-a}{2} r'_i ; \quad d = \frac{(B-a) r'_i}{2(0.45 \sqrt{f'_c} + r'_i)} , \quad d = \frac{B-a}{2 + 0.9 \frac{\sqrt{f'_c}}{r'_i}}$$



» Diseño por penetración

(acción en dos direcciones)

$$V_u = [B^2 - (d+a)^2] r'_i$$

$$V_c = 1.1 \sqrt{f'_c} \times 4(d+a)d \cdot \phi_c = 4.4 \sqrt{f'_c} (d+a)d \cdot \phi_c$$

$$B^2 - (d+a)^2 = 0.85 \times 4.4 \frac{\sqrt{f'_c}}{r'_i} (d+a)d = 3.74 \frac{\sqrt{f'_c}}{r'_i} (d+a)d$$

$$\text{si } k = 3.74 \frac{\sqrt{f'_c}}{r'_i}, \text{ resulta}$$

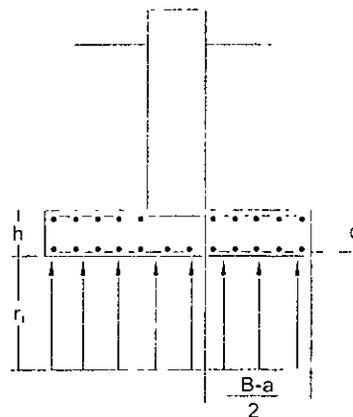
$$B^2 - d^2 - 2ad - a^2 = kd^2 + kad$$

$$d^2 (1+k) + a (2+k) d - (B^2 - a^2) = 0$$

$$d^2 + \frac{2+k}{1+k} ad - \frac{B^2 - a^2}{1+k} = 0; \text{ si } m = \frac{(2+k)a}{1+k}, n = \frac{B^2 - a^2}{1+k}, \text{ resulta:}$$

$$d^2 + md - n = 0$$

$$d = \frac{-m}{2} + \sqrt{\left(\frac{m}{2} \right)^2 + n}$$



3.8.2.2 Refuerzo en lecho inferior

El refuerzo A_s requerido en el lecho inferior estará dado por:

$A_s = \rho b d$ y se determinará de la siguiente manera:

$$M_u = \phi_t b d^2 f' c q (1 - 0.59q) \text{ siendo } q = \frac{\rho F_y}{f' c}; \phi_t = 0.9$$

$$\text{ahora si } R_u = \frac{M_u}{\phi_t b d^2}, R_u = f' c q (1 - 0.59q) = f' c q - 0.59 f' c q^2$$

$$q^2 - 1.7q + 1.7R_u / f' c = 0 \Rightarrow q = 0.85 \pm \sqrt{0.85^2 - 1.7R_u / f' c}$$

$$q = 0.85 - \sqrt{0.85^2 - \frac{1.7R_u}{f' c}} = 0.85 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_u}{0.85 f' c}} \right)$$

$$\rho = \frac{0.85 f' c}{F_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_u}{0.85 f' c}} \right)$$

Por otra parte el momento último actuante será:

$$M_u = F.C \frac{B-a}{2} b r' \frac{B-a}{4} = F.C \frac{(B-a)^2}{8d^2} r'$$

$$\text{e igualando con el momento resistente } R_u = \frac{F.C (B-a)^2}{\phi_t 8d^2} r'$$

y la separación S de una varilla de área a_s ,

$$S = a_s \frac{b}{A_s} = \frac{a_s b}{\rho b d} = \frac{a_s}{\rho d}$$

3.8.2.3 Refuerzo en lecho superior

Considerando que para la combinación de carga C , V_x , V_y , la distribución de presiones siempre corresponde a los casos 4 ó 5, entonces no se genera tensión (ó es despreciable) por flexión en el lecho superior de la zapata, bajo esta combinación de carga. De esta manera, siempre será la combinación T , V_x , V_y la que generará la máxima tensión por flexión en el lecho superior. Despreciando el efecto de V_x y V_y , la presión de diseño será:

$$P_t = \frac{T}{B^2 - a^2}$$

y con este valor se determinará el refuerzo necesario, de igual forma que en el inciso 3.7.8.2, sustituyendo previamente a σ_{em} por P_t

3.8.2.4 Limitaciones del refuerzo

Las cantidades mínimas y máximas de refuerzo estarán dadas por

$$P_{max} \geq p \geq P_{min}$$

en donde $P_{max} = 0.75P_b = 0.75 \frac{\beta_1 0.85 f'_c}{F_y} \cdot \frac{6115}{6115 + F_y} = \frac{3900 \beta_1 f'_c}{F_y(6115 + F_y)}$

si $f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$: $\beta_1 = 0.85$

si $f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$: $\beta_1 = 0.85 - \frac{(f'_c - 280)}{70} \times 0.05$

Para $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

f'_c	β	P_{max}
200	0.850	0.0153
250	0.850	0.0191
300	0.836	0.0226
350	0.800	0.0252

$P_{min} = 0.0018$ si $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$P_{min} = 7.56/F_y$ si $F_y > 4200 \text{ kg/cm}^2$

La separación máxima del refuerzo mínimo no excederá tres veces el espesor de la zapata ni 45 cm.

3.8.3 Diseño de dados

3.8.3.1 A flexo-compresión

Proporcionaremos el refuerzo sólo para la combinación de flexo-tensión ya que es más crítica que la de flexo-compresión, por razones obvias (los momentos flexionantes y fuerzas axiales son del mismo orden en ambos casos, pero la tensión axial sólo la resiste el acero).

3.8.3.2 A Flexo-tensión

Se propone un método simplificado de diseño aceptando la validez del principio de superposición de causas y efectos. De esta manera, el refuerzo necesario por flexo-tensión será:

Aft = área total de refuerzo = Af + At

Siendo Af = área del refuerzo necesario por tensión directa

At = área del refuerzo necesario por flexión

» **Refuerzo por flexión: Af**

Los momentos flexionantes actuantes serán:

$$M_{xtd} = | - T*FC * e + V_y*FC(Z + Z_o - h) - M_{rep} | \quad (3.8.1)$$

$$M_{ytd} = | + T*FC * e - V_x*FC(Z + Z_o - h) - M_{rep} | \quad (3.8.2)$$

Los cuales ya incluyen el factor de carga adicional FC

Para simplificar el diseño usaremos un momento resultante Mr igual a:

$$M_r = \sqrt{M_{xtd}^2 + M_{ytd}^2}$$

Aplicando el método de diseño a flexión por **resistencia última**, la cuantía ρ de acero de refuerzo necesaria para resistir Mr será:

$$\rho = (0.85*f'c / F_y) * \{ 1 - \sqrt{[1 - 2*R_u / (0.85*f'c)]} \}$$

Siendo $R_u = M_r / [0.85 * a (a - r)^2]$

ρ_{min} = cuantía mínima : $0.8\sqrt{f'c}/F_y$

pero no menor que 14.5/F_y

ρ_{max} ≥ ρ ≥ ρ_{min}

$$\text{en donde } \rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75 \frac{\beta_1 0.85 f'c}{F_y} \cdot \frac{6115}{6115 + F_y} = \frac{3900\beta_1 f'c}{F_y(6115 + F_y)}$$

si $f'c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$: $\beta_1 = 0.85$

si $f'c > 280 \text{ kg/cm}^2$: $\beta_1 = 0.85 - \frac{(f'c - 280)}{70} \times 0.05$. Para $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

f'c	β	ρ _{max}
200	0.850	0.0153
250	0.850	0.0191
300	0.836	0.0226
350	0.800	0.0252

» El área de refuerzo por flexión será:

$$A_f = 2 * \rho * (a - r) * a$$

Se multiplica por dos para considerar flexión en dos sentidos

» El área de refuerzo por tensión será:

$$A_t = F_C * T / (0.9 * F_Y)$$

y el área total de refuerzo: $A_{ft} = A_f + A_t$

Si DVD = diámetro propuesto del refuerzo principal en dado, y
NV = número de varillas de área **as**, resulta:

$$NV = A_{ft} / a_s$$

NDV = número definitivo de varillas (por simetría)

» Geometría del refuerzo principal

GV = Doble de varilla = $\pi * 1.75 * DVD$

GRV = Extensión recta de gancho

GRV = $(D - AD) / 2 - r / 2 + DVD$

LVR = Longitud recta de varilla

LVR = $Z - 2r - 2 * DVD - \pi * 4 * DVD$

LTVD = Longitud total de varilla en dado

LTVD = GV + GRV + LVR

4.6.6.2 Revisión a cortante

No obstante que el dado estará sometido a tensión axial significativa, se aceptará que el concreto si resiste cortante.

Se revisará para la fuerza cortante resultante VR correspondiente a la combinación de flexo-compresión, ya que siempre es mayor que la de flexo-tensión:

$$VR = F_C * \sqrt{ (V_{XC}^2 + V_{YC}^2)}$$

El esfuerzo resistente por cortante es:

$$\zeta_r = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'c}$$

y la fuerza cortante resistente:

$$V_{CR} = \zeta_r * a * (a - r)$$

Debiendo cumplirse: $V_{CR} > VR$

3.9 Revisión al arrancamiento (por tensión)

3.9.1 Capacidad al arrancamiento

La capacidad al arrancamiento de una cimentación superficial generalmente es la condición que controla el diseño geotécnico de la cimentación en estructuras para líneas de transmisión. Bajo esta sollicitación la cimentación puede fallar de distintas maneras, las cuales están determinadas principalmente por:

- » El procedimiento de construcción
- » La profundidad de la cimentación
- » Las propiedades del suelo
- » Los esfuerzos del suelo in-situ

3.9.2 Comportamiento general

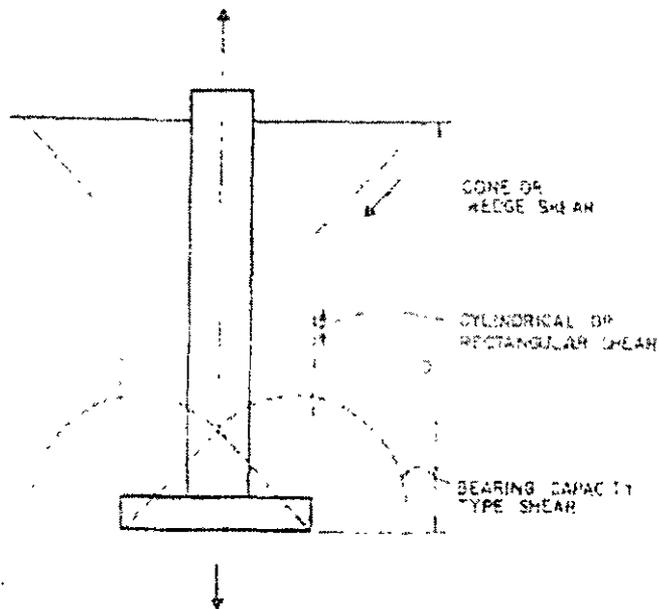


Figure 28—Idealized uplift failure of deep spread-type foundation

El estudio de un amplio rango de condiciones de construcción, geometría y propiedades variables del suelo ha conducido al modelo generalizado mostrado en la Fig. 28. Este modelo ha sido confirmado por el examen crítico de más de 150 pruebas de arrancamiento a escala natural, de una variedad de cimentaciones superficiales para diferentes condiciones de suelo.

3.9.3 Casos de falla

3.9.3.1 Prisma rectangular

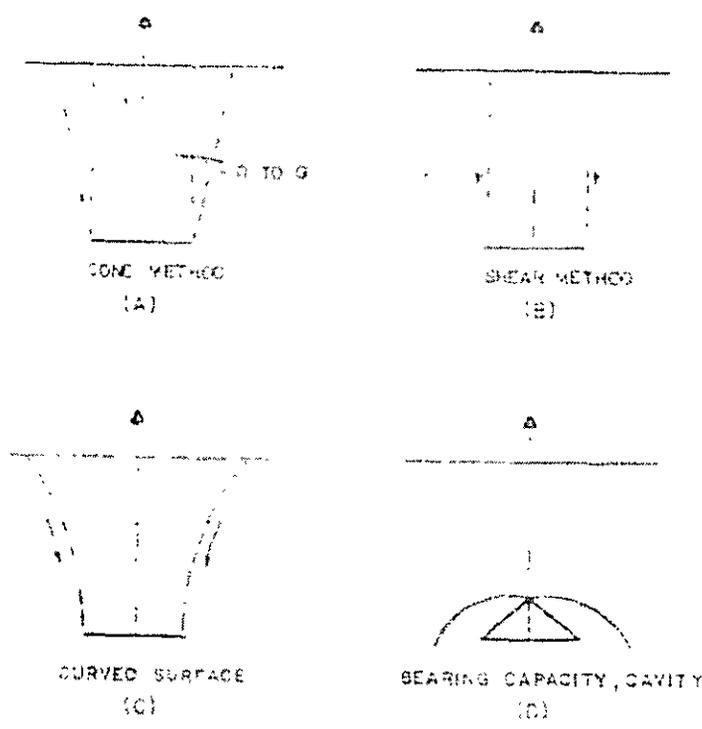


Figure 29—Common uplift capacity models

En la mayoría de los casos la cimentación fallará según un modelo de cortante vertical en forma de prisma rectangular (Fig. 29B). En este caso la resistencia lateral estará controlada por la poca resistencia del relleno y del suelo natural. Este modelo de falla puede ocurrir con las siguientes variaciones:

» Como un cono truncado (Fig.29A), o como una combinación de este y un prisma rectangular en la parte inferior (Fig.28). Este mecanismo puede desarrollarse porque el relleno y la interfase relleno-suelo natural son más resistentes que el suelo natural y entonces la falla ocurre a lo largo de planos de falla cinemáticamente posibles en el suelo natural

» Como falla de punzonamiento o bufamiento (Fig. 29D). Esta falla puede ocurrir cuando el relleno es relativamente flojo o cuando la cimentación es relativamente profunda. En estos casos, el suelo natural y la interfase relleno-suelo natural son relativamente rígidos comparados con el relleno arriba de la cimentación. Cuando esto ocurre, la resistencia a cortante vertical es mayor que la

resistencia de la capacidad de soporte ascendente del relleno, y entonces la falla será de aplastamiento del suelo, similar a una especie de punzonamiento o bufamiento del suelo.

3.9.4 Condiciones de equilibrio

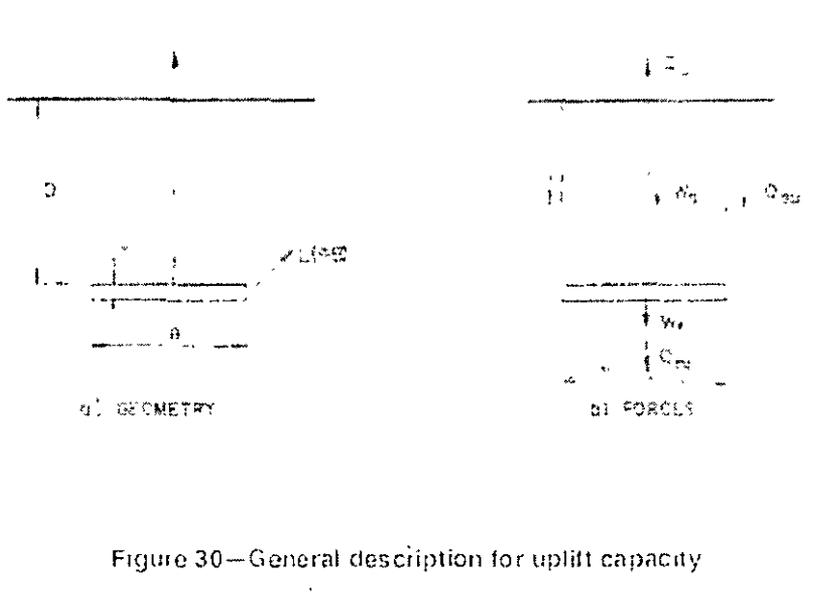


Figure 30—General description for uplift capacity

La Fig.30 muestra las condiciones básicas para evaluar la capacidad al arrancamiento de cimentaciones superficiales.

De esta figura puede verse que la capacidad al arrancamiento, Q_u , es:

$$Q_u = W + Q_{su} + Q_{tu} \quad (3.9.1)$$

En donde: $W = W_s + W_f$

W_s = peso del suelo dentro del volumen $B \times L \times D$

W_f = peso de la cimentación

Q_{su} = resistencia lateral

Q_{tu} = resistencia en la punta

Esta expresión proporciona la capacidad al arrancamiento para el modo de falla de prisma rectangular a cortante. Adicionalmente debe verificarse lo siguiente:

» Revisar si Q_{su} se reduce debido a una rotura del prisma rectangular; si esto es posible, el valor reducido de Q_{su} se usará en la expresión (3.8.1)

» Calcular la capacidad al punzonamiento Q_{um}

» Finalmente, la capacidad de diseño será el menor valor de Q_u y Q_{um}

3.9.5 Capacidad al arrancamiento para carga drenada: $c = 0$

La carga drenada ocurre bajo la mayoría de las condiciones de carga en suelos de cuarzo granular, tales como arenas, y para condiciones de carga de larga duración en suelos finos granulares, tales como arcillas. La resistencia del suelo normalmente está caracterizada por $c = 0$. La capacidad al arrancamiento correspondiente al modo de falla de prisma rectangular a cortante se calcula con la expresión (3.9.1), en donde:

W = peso efectivo para carga drenada = $W_s + W_f$

$W_s = \gamma_e [B \times L \times (D-t)]$

γ_e = peso volumétrico efectivo del suelo

t = espesor de zapata

W_f = peso efectivo de la cimentación

Q_{su} = resistencia lateral

Q_{tu} = resistencia en la punta = $A_{tip} \times S_t$

A_{tip} = área de la zapata ($B \times L$)

S_t = resistencia a tensión del suelo adherido a la cimentación

La resistencia en la punta comúnmente se supone nula debido a la baja resistencia a tensión del suelo y a la perturbación del suelo durante la construcción. Sin embargo, para cimentaciones coladas en el lugar, en roca sana o suelo muy rígido, con buen control de construcción que minimice la perturbación del suelo, el término puede ser significativo.

» Resistencia lateral Q_{su}

Para cimentaciones rectangulares la resistencia lateral está dada como sigue:

$$Q_{su} = 2(B+L) \sum_{n=1}^N \sigma_{vn} K_n \tan \delta_n d_n$$

para N estratos de espesor d , con σ_v , K , y δ evaluados al centro de cada estrato.

$\tau = \sigma_v K \tan \delta$ deberá calcularse para el relleno y para el suelo natural y se elegirá el de menor valor.

$\sigma_v = \gamma_e D$; γ_e = peso volumétrico efectivo del suelo o del relleno

$\delta = \phi_e$ (δ/ϕ_e) ; $\delta/\phi_e = 1$ y entonces $\delta = \phi_e$

$K = K_o (K / K_o)$

K_o = coeficiente de esfuerzo horizontal

K / K_o = modificador que toma en cuenta procedimientos de construcción

La tabla 5 (pag. 59) del **IEEE Std 691-2001**, proporciona una guía tentativa para evaluar K .

K_o puede evaluarse de mediciones directas en campo usando presurómetro, dinamómetro, u otras técnicas in-situ.

Suponiendo al suelo normalmente consolidado: $K_o = 1 - \text{seno } \phi$

Este valor siempre será un límite inferior muy conservador debido a que casi todos los suelos son en algún modo sobreconsolidados.

3.9.6 Modificación para rotura del prisma rectangular

Si el valor promedio de β arriba del desplante de la cimentación es mayor que 1 y (D/B) es menor que 6, es posible la rotura del prisma rectangular. Para esta combinación de parámetros, el valor de Q_{su} se reduce como sigue:

$Q_{su} \text{ (reducido)} = [(2 + \beta)/3 \beta] Q_{su} \text{ (calculado)}$

, $\beta = K \tan \delta$

Este $Q_{su} \text{ (reducido)}$ se usará en la expresión (3.9.1) para determinar la capacidad al arrancamiento.

3.9.7 Límite superior para la capacidad al punzonamiento Q_{um} para carga drenada

$Q_{um} = A t_{ip} (q N_q \xi_{qs} \xi_{qd} \xi_{qr}) + W_f + Q_{tu}$

En la que todos los términos ya se han definido anteriormente, excepto que pueden ocurrir tres pequeñas diferencias:

1. $q = \sigma_v$, siendo σ_v el peso volumétrico del suelo a una profundidad $B/2$, arriba de la cimentación (es decir a $D-t-B/2$), es decir: $q = \gamma_e (D-t-B/2)$
2. Todas las resistencias y parámetros redefinición serán calculados para este valor de q
3. Para calcular ξ_{qd} usar $(D-t)/B$ en vez de D/B . Todos los demás términos son los dados previamente.

» Finalmente, si $Q_{um} < Q_u$ (de la ec. 3.9.1), entonces Q_{um} es la capacidad de diseño al arrancamiento.

3.8.8 Capacidad al arrancamiento para carga no drenada: $\phi = 0$

La carga no drenada ocurre cuando las cargas son aplicadas relativamente rápido en suelos de grano fino como las arcillas. En este caso la resistencia del suelo normalmente está caracterizada por S_u , la resistencia a cortante no drenada, con $\phi = 0$, o por el ángulo de fricción efectivo ϕ_e , tomando en cuenta las presiones de poro desarrolladas durante la carga no drenada. La expresión (3.9.1) es la que aplica para calcular la capacidad al arrancamiento, como se describe en seguida.

W = peso total para carga no drenada = $W_s + W_f$

W_f = peso total de la cimentación

W_s = peso total del suelo = $\gamma [B \times L \times (D-t)]$

γ = peso volumétrico del suelo

t = espesor de zapata

Q_{tu} = resistencia en la punta = $A_{tip} \times S_t$

Q_{tu} también puede desarrollarse de la succión en suelo saturado de grano fino durante la carga no drenada y entonces:

$Q_{tu} = A_{tip} \times S_s$

Siendo S_s = esfuerzo de succión en la punta

$S_s = W / A_{tip} - u_i (\leq 1 \text{ atmósfera})$

u_i = presión inicial de poro en la punta = $D \times \gamma_{agua}$

Q_{su} = resistencia lateral

A_{tip} = área de la zapata ($B \times L$)

S_t = resistencia a tensión del suelo adherido a la cimentación

Se calcula de la misma manera que en (3.9.5) excepto que en la tabla 6 (pag. 62) del **IEEE Std 691-2001**, se proporciona una guía tentativa para evaluar K . K_o se calcula también como en (3.9.5)

3.9.9 Modificación para rotura del prisma rectangular

Si el valor promedio de $\alpha S_u / \gamma_{eD}$ arriba del desplante de la cimentación es mayor que 1 y (D/B) es menor que 6, es posible la rotura del prisma rectangular. Para esta combinación de parámetros, el valor de Q_{su} se reduce como sigue:

$$Q_{su} \text{ (reducido)} = \left[\frac{2 + \alpha S_u / \gamma_{eD}}{3(\alpha S_u / \gamma_{eD})} \right] Q_{su} \text{ (calculado)}$$

Este Q_{su} (reducido) aplica solo para cimentaciones inclinadas un ángulo α respecto a la horizontal. Para las cimentaciones usuales en torres de transmisión $\alpha = 0$

3.9.10 Límite superior para la capacidad al punzonamiento Q_{um} para carga no drenada: $\phi = 0$

En este caso: $Q_{um} = A_{tip} (5.14 S_u \xi_{cr} \xi_{cs} \xi_{cd} + q) + W_f + Q_{tu}$

Todos los términos de esta expresión ya han sido definidos, si embargo pueden ocurrir cuatro pequeñas diferencias:

1. S_u es el valor promedio en el relleno a una profundidad $B/2$, arriba de la cimentación (es decir a $D-t-B/2$)
2. $q = \sigma_v$ en el relleno, siendo σ_v el peso volumétrico del suelo a una profundidad $B/2$, arriba de la cimentación (es decir a $D-t-B/2$), con lo que $q = \gamma_e (D-t-B/2)$
3. Todas las resistencias y parámetros de deformación serán calculados para este nuevo valor de q
4. Para calcular ξ_{cd} usar $(D-t)/B$ en vez de D/B . Todos los demás términos son los dados previamente.

» Finalmente, si $Q_{um} < Q_u$ (de la ec. 3.9.1), entonces Q_{um} es la capacidad de diseño al arrancamiento.

3.10 PROCESO DE DISEÑO RESUMIDO

3.10.1 Parámetros de Diseño

$$f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2 ; Fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2 , \gamma_c = 2400 \text{ Kg/cm}^3$$

$$\gamma_t = 1.6 \text{ ton/m}^3 ; \beta = 7^\circ$$

Según estudio de mecánica de suelos $r_t = 10 \text{ ton/m}^2 ; r_t' = 1.33 r_t$

$$\phi_{\text{CORTANTE}} = 0.85 ; \phi_{\text{FLEXION}} = 0.9$$

$$FAP = 1.33 ; F.C. = 1.1 \quad r = 5 \text{ cm}$$

3.10.2 Elementos mecánicos de diseño (cargas últimas sobre cimentación en ton.)

$$C, Vx, Vy : T, Vx, Vy$$

3.10.3 Dimensiones geométricas definidas (en m)

$$\alpha, Z_0, AB, AC, HP : \alpha = \text{ang tan} \frac{2HP}{AB - AC}$$

3.10.4 Dimensiones geométricas propuestas (en m)

$$B, Z, h, e = \frac{Z + Z_0}{\tan \alpha}$$

3.10.5 Momentos para cálculo de presión efectiva (en ton-m)

$$Mx = -C \cdot e + Vy (Z + Z_0) : My = C \cdot e - Vx (Z + Z_0)$$

3.10.6 Revisión de presiones efectivas (en ton/m²)

$$\sigma_{cm} \approx \frac{C}{B^2} + \frac{6(Mx + My)}{B^3} \leq r_t' = 1.33 r_t \text{ en caso contrario aumentar } B$$

$$\sigma_{cm} \approx \frac{C}{B^2} - \frac{6(Mx + My)}{B^3} > 0 \therefore \text{ caso 5} \Rightarrow CSVC > 3$$

3.10.7 Revisión por tensión: unidades m, ton

$$Vc = B^2 h + a^2 (Z + Z_0 - h) : Wc = \gamma_c Vc$$

$$V_R = B^2 \cdot Z + 2B \tan \beta \cdot Z^2 + (\pi / 3) \tan^2 \beta \cdot Z^3 - [B^2 h + a^2 (Z - h)]$$

$$W_R = \gamma_t V_R$$

$$W = W_c + W_r$$

CST = $W/T_{max} \geq 1.0$ en caso contrario aumentar Z

Si resulta $Z > 3.50$ m entonces aumentar B

3.10.8 Revisión por volteo con tensión : unidades m, ton

$$F_{sx} = \frac{[(W_c + W_r)B/2 + V_y(Z + Z_0) + M_{REP}]}{T(B/2 + e_y)} > 1.1 \quad (3.8.5)$$

$$F_{sy} = \frac{[(W_c + W_r)B/2 + V_x Z + M_{REP}]}{T(B/2 + e_x)} > 1.1 \quad (3.8.9)$$

W_r = peso del relleno arriba de la cimentación = $V_r \gamma_s$

W_c = peso de cimentación = $V_c \gamma_c$

M_{REP} = Momento resistente por empuje pasivo del terreno

En caso contrario aumentar Z

Si resulta $Z > 3.50$ m entonces aumentar B

3.10.9 Diseño peralte zapata : unidades cm, kg

$$\text{Como viga ancha : } d = \frac{B - a}{2 + \frac{0.9\sqrt{f'c}}{r'_i \cdot F.C}}$$

$$\text{por penetración : } k = 3.74 \frac{\sqrt{f'c}}{r'_i \cdot F.C}, m = \frac{2+k}{1+k} a; n = \frac{B^2 - a^2}{1+k}$$

$$d = \frac{-m}{2} + \sqrt{\left(\frac{m}{2}\right)^2 + n}, h = d + r + 1.5\phi_t$$

3.10.10 Refuerzo en el lecho inferior: unidades en cm, kg

Si $f'c \leq 280$ kg/cm² : $\beta_1 = 0.85$;

si $f'c > 280$ kg/cm: $\beta = 0.85 - \frac{(f'c - 280)}{70} \times 0.05$

$$P_{max} = \frac{3900\beta_1 f'c}{F_y(6155 + F_y)}, P_{min} = \frac{7.56}{F_y}$$

Si $f'c = 200$, $F_y = 4200$: $P_{max} = 0.0153$; $P_{min} = 0.0018$

$$R_u = \frac{F.C (B - a)^2}{\phi_i 8d^2} r'_i; p = \frac{0.85f'c}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_u}{0.85f'c}} \right]$$

Si $p < 0.0018$, hacer $p = 0.0018$;

Si $p > 0.0153$ aumentar d

3.11 PLANOS DE DISEÑO

En estos planos se incluye la siguiente información correspondiente a las diferentes alternativas de diseño señaladas en la INTRODUCCIÓN:

3.11.1 Tabla de dimensionamiento general y cantidades de material

3.11.2 Tablas de dimensionamiento del refuerzo

3.11.3 Dibujos de dimensionamiento general y detalles de refuerzo

3.11.4 Tabla de excavación para cada combinación de nivel de torre y altura de extensiones

3.11.5 Simbología

3.11.6 Notas generales

4. CIMENTACIONES ANCLADAS EN ROCA PARA TORRES

INDICE

- 4.1 Introducción
- 4.2 Objetivo
- 4.3 Especificaciones y Normas
- 4.4 Simbología
- 4.5. Parámetros de diseño
- 4.6 Procedimiento general de diseño
 - 4.6.1 Dimensiones propuestas y datos
 - 4.6.2 Elementos mecánicos de diseño
 - 4.6.3 Revisión de presiones efectivas máximas
 - 4.6.4 Revisión por flexo-tensión
 - 4.6.5 Cortante en anclas
 - 4.6.6 Revisión de estabilidad
 - 4.6.7 Longitud de desarrollo de anclas de fricción y altura mínima de pedestal
 - 4.6.8 Refuerzo del dado
 - 4.6.9 Revisión por cortante
- 4.7. Secuela de diseño resumida
 - 4.7.1 Parámetros de diseño
 - 4.7.2 Elementos mecánicos de diseño
 - 4.7.3 Dimensiones geométricas definidas
 - 4.7.4 Dimensiones geométricas propuestas
 - 4.7.5 Momentos para cálculo de presión efectiva
 - 4.7.6 Momentos para cálculo de tensión máxima en anclas
 - 4.7.7 Revisión de presiones efectivas máximas por flexo-compresión
- 4.8 Diseño de anclas por flexo-tensión
 - 4.8.1 Planos de diseño
- 4.9 Anexos
 - 4.9.1 Especificaciones y recomendaciones para la instalación y pruebas de extracción de anclas de fricción
 - 4.9.2 Hojas de resultados de diseño de cimentaciones ancladas en roca sometidas a carga axial y flexión biaxial (programa CIROZA05)
 - 4.9.3 Plano tipo de diseño de cimentaciones ancladas en roca

4.1. INTRODUCCIÓN

Las cimentaciones en roca bajo cada una de las patas de una torre de transmisión se diseñarán utilizando pedestales de concreto reforzado anclados en roca a una profundidad de desplante no menor de 20 cm (a partir del nivel del manto de roca sana) y con las siguientes alternativas de diseño:

- » Para capacidades admisibles del terreno a compresión mayores a 25 ton/m²
- » Para reacciones correspondientes al nivel **elegido** de la torre
- » Para pedestales con alturas mínimas, correspondientes a la longitud del stub
- » Para varios arreglos de anclas de fricción

4.2. OBJETIVO

Proporcionar las dimensiones del pedestal y las varillas de fricción necesarias y suficientes para resistir íntegramente las cargas últimas de compresión, tensión y cortante, que cada una de las patas de la torre transmite a la cimentación, teniendo como límite: la presión admisible de la roca, la tensión admisible de las anclas de fricción, la estabilidad de la cimentación y las resistencias últimas de los materiales de construcción (concreto y acero de refuerzo), aplicando las normas siguientes:

4.3. ESPECIFICACIONES Y NORMAS

- » CFE JA100-64 Diseño de cimentaciones para Líneas de Transmisión
- » CFE C0000-43 Estudios geotécnicos para estructuras de Líneas de transmisión
- » CFE C0000-42 Anclas de fricción para cimentaciones
- » CFE J1000-50 Diseño de torres para Líneas de transmisión
- » Manual de CFE-1993 Manual de Diseño de Obras Civiles
- » ACI 318-2002 Reglamento de las construcciones de concreto reforzado
- » IEEE Guide for Transmission Structure Foundation Design and Testing (IEEE Std. 691-2001)

4.4. SIMBOLOGÍA

A = largo y ancho de dado
Aa = área de un ancla de fricción
HP = altura cuerpo piramidal de torre
AB = ancho de base de torre
AC = ancho de cintura de torre
a_s = área de una varilla de refuerzo
Av = área resistente a cortante de estribos
B = ancho ala de stub
C,T = componente vertical de compresión y tensión
D = ancho y largo de zapata
Db = distancia al borde de un ancla de fricción
E = excentricidad del stub
Fy = esfuerzo mínimo de fluencia de anclas de fricción
FAP = factor de amplificación de presiones admisibles = 1.3
FC = factor de carga adicional para C,T,Vx,Vy
HP = altura de cuerpo piramidal de torre
Ia = momento de inercia de anclas
Ld = longitud de desarrollo de anclas de fricción
Mx, My = momentos alrededor de ejes x,y, generados por Vx, Vy para revisión de presiones en roca y para revisión de tensión en anclas de fricción
Mr = momento resultante = $\sqrt{Mx^2 + My^2}$
N = número total de anclas de fricción
p = porcentaje mínimo de área de refuerzo
Zd = profundidad de desplante de zapata
Qa = capacidad admisible a compresión de roca
S = separación de varillas de refuerzo
Ta = tensión admisible en un ancla de fricción
Tma = tensión máxima en un ancla de fricción
Tu = tensión última sobre pilón = T · FC
rc = resistencia a cortante del concreto
rs = resistencia a cortante de estribos
Vx, Vy = componentes horizontales, transversal y longitudinal asociados a C ó T
Z = altura de pedestal
α = ángulo de inclinación (en plano vertical) de una pata de la torre
γ_c = peso volumétrico del concreto
oem = presión efectiva máxima sobre roca
Øa = diámetro de un ancla de fricción
Ør = diámetro de refuerzo
ot = esfuerzo máximo de tensión en un ancla generado por flexión

4.5. PARÁMETROS DE DISEÑO

Q_a = Presiones admisibles de roca

γ_c = Peso volumétrico del concreto

$f'c$ = Resistencia a compresión del concreto = 250 kg/cm²

F_y = Esfuerzo en el límite de fluencia del acero de refuerzo y anclas de fricción = 4200 kg/cm²

4.6 PROCEDIMIENTO GENERAL DE DISEÑO

DATOS: A, D, E, Z, Z_d, AC, AB, HP, a, C, T, V_x, V_y (cortantes correspondientes a C y T), q_{ult}, γ_c , $f'c$, F_y .

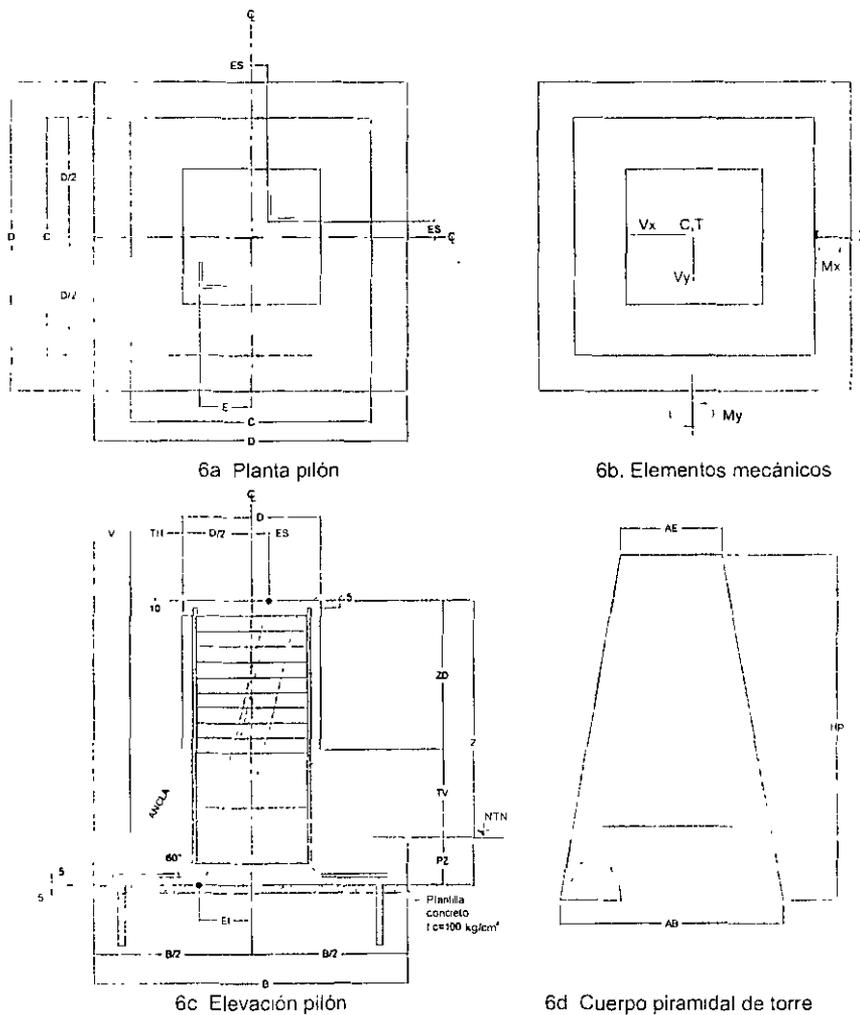


Fig. 4.6.1 Cimentación anclada

$$\alpha = \text{ang tan} \left[\frac{2HP}{(AB - AC)} \right]$$

$$Z = Ls(\text{sena}) + a \cos \alpha + r$$

$$E = Z / \tan \alpha$$

4.6.1 Elementos mecánicos de diseño (factorizados)

Las acciones de la estructura sobre la cimentación se obtienen del análisis estructural de la torre: C, T, Vx, Vy (cortantes correspondientes a C y T) **y estas deben incluir los factores de carga correspondientes**. Tanto la carga vertical (C ó T) como las cargas horizontales (Vx, Vy) generan los siguientes momentos, que se aplicarán para calcular las presiones efectivas máximas (σ_{em}) y las tensiones máximas Tmax en las anclas:

» Para la acción simultánea de C, Vxc, Vyc (ver Fig. 4.6.1):

$$M_x = C e - V_{yc} (Z - Z_p/2) - M_{rep} \quad (4.6.1)$$

$$M_y = C e - V_{xc} (Z - Z_p/2) - M_{rep} \quad (4.6.2)$$

» Para la acción simultánea de T, V_{xT}, V_{yT}:

$$M_x = T e - V_{yT} (Z - Z_p/2) - M_{rep} \quad (4.6.3)$$

$$M_y = T e - V_{xT} (Z - Z_p/2) - M_{rep} \quad (4.6.4)$$

4.6.2 Revisión de presiones efectivas máximas (σ_{em})

La revisión de presiones efectivas máximas en roca se hará para la combinación más crítica de carga axial de compresión C y componentes horizontales Vx, Vy, según se muestra en la Fig. 6.2 y usando las expresiones de momentos indicadas en 4.6.1 y (4.6.2)

4.6.2.1 Distribución de presiones

Existen dos alternativas de distribución de presiones:

A1. Cuando la compresión vertical total máxima Q_v cae dentro del núcleo central de la sección de la base del pedestal, es decir:

$$e_x, e_y \leq B/6$$

Esto significa que la distribución de presiones corresponde al caso 5 indicado en la Tabla 3.1

Siendo:

Para $\sum M_x = 0$: $Q_v \cdot e_y = -C \cdot e + V_y(Z_o + Z_p/2) - M_{rep}$

De donde resulta $e_y = |[-C \cdot e + V_y(Z_o + Z_p/2) - M_{rep}] / Q_v|$ (4.6.5)

Para $\sum M_y = 0$: $Q_v \cdot e_x = C \cdot e - V_x(Z_o + Z_p/2) + M_{rep}$

De donde resulta $e_x = |[C \cdot e - V_x(Z_o + Z_p/2) + M_{rep}] / Q_v|$ (4.6.6)

En este caso las presiones efectivas máximas se determinaran aplicando la fórmula de la escuadría a la flexión con la sección total de la base del pedestal, es decir:

$$\sigma_{em} = Q_v/B^2 + 6(M_x + M_y)/B^3 \leq 1.1 \text{ qult} \quad (4.6.7)$$

siendo $Q_v = C + W_c + W_r$

W_c = peso de cimentación

W_r = peso de relleno arriba de la base del pedestal

Evidentemente, en esta alternativa de diseño las anclas no resisten tensión alguna, y el momento resistente por empuje pasivo generalmente deberá ignorarse, dado que no se conocerán de antemano las dimensiones del relleno de la cimentación, si es que este llegara a existir.

A2. Cuando la compresión vertical total máxima Q_v cae fuera del núcleo central de la sección de la base del pedestal, es decir:

$$e_x, e_y > B/6$$

Esto significa que la distribución de presiones corresponde a cualquiera de los casos 1, 2, 3 o 4 indicados en la Tabla 3.1 y por lo tanto las anclas también contribuirán a resistir los momentos indicados en (4.6.1) y (4.6.2)

e_x, e_y permanecerán definidos por (4.6.6) y (4.6.5), respectivamente.

De esta manera, las presiones efectivas máximas se determinaran aplicando la fórmula de la escuadría a la flexión con la **sección transformada** de la base del pedestal, es decir, considerando la acción simultánea de una parte de la sección de concreto apoyada en el manto rocoso, a compresión, y de algunas anclas sometidas a tensión. Para resolver esta alternativa de análisis haremos las siguientes simplificaciones:

$$M_r = \sqrt{M^2_x + M^2_y} \quad (4.6.8)$$

$E_r = M_r / Q_v$; y por lo tanto: $M_r = Q_v \cdot e_r$

Por equilibrio de fuerzas y momentos:

$$\sum F_{axiales} = 0; Q_v = (1/2)\sigma_r kd B - A_s \sigma_s \quad (4.6.9)$$

$$\sum M_{en} = 0; M_r - Q_v(B/2) = (A_s \sigma_s)d - (1/2) \sigma_r Bd (kd/3) \quad (4.6.10)$$

Por compatibilidad de deformaciones:

$$\sigma_s/\sigma_r = n(1-k)/k \quad (4.6.11)$$

Siendo $n = E_s/E_r$

Sustituyendo (3.7.18) en (3.7.19), haciendo $X = kd$ y operando, resulta:

$$X^3 - 3(B/2 - e_r)X^2 + (6nA_s/B)(d - B/2 + e_r)X - (6nA_s/B)(d - B/2 + e_r)(d/B) = 0 \quad (4.6.12)$$

Ecuación cúbica cuya solución sustituida en (4.6.9) nos da:

$$Q_v = (1/2)\sigma_r B X - A_s \sigma_s$$

$$\text{y de (4.6.11): } Q_v/\sigma_r = B X/2 - A_s n(1-k)/k$$

$$\text{Y finalmente: } \sigma_r = Q_v/[B X/2 - A_s n(1-k)/k] \quad (4.6.13)$$

$$\sigma_s = \sigma_r [n(1-k)/k] \quad (4.6.14)$$

Las expresiones (4.6.12), (4.6.13) y (4.6.14) determinan la posición del eje neutro, la presión máxima en la roca y el máximo esfuerzo de tensión en un ancla, respectivamente, teniendo como datos Q_v , M_r , n , y proponiendo B , d y A_s .

Se observa que el análisis es de revisión y su solución óptima se obtendrá por aproximaciones sucesivas limitando la presión actuante σ_r en la roca y el esfuerzo actuante de tensión σ_s en anclas, a los admisibles q_{ult} y $0.9 F_y$, respectivamente.

4.6.3 Revisión por flexo-tensión

En este caso podemos aceptar, a priori, que la zapata no se apoya en el terreno, y sólo las anclas, mas el peso propio del pedestal y del relleno (si lo hubiera), resisten las sollicitaciones T , V_x , V_y . De esta manera podemos suponer válida la fórmula de la escuadría a la flexión para una sección formada por el total de anclas, cuyo diámetro, número y posición se supone de antemano. Este planteamiento presupone las siguientes hipótesis:

» Todas las anclas están a tensión

- » El pedestal es infinitamente rígido
- » Las anclas se comportan elásticamente
- » Es válido el principio de superposición de causas y efectos

En estas condiciones debe cumplirse

$$T_{max} = T_e/N + \sigma_s \cdot A_s \leq T_a \quad (4.6.15)$$

T_{max} = tensión máxima actuante en un ancla

T_e = tensión efectiva aplicada al pedestal = $T - W_c - W_r$

N = número total N de anclas en la base del pedestal

A_s = área total de un ancla

σ_s = esfuerzo de tensión en un ancla = $(M_r/I_a)d$ (4.6.16)

T_a = tensión admisible en un ancla

d = distancia del ancla más alejada del centro de la sección

d = $B/2 - DB$

DB = distancia al borde de un ancla = 10 cm (Espec. CFE)

Obsérvese que σ_s es independiente de la relación de módulos de elasticidad de acero y roca porque la sección está formada solo con anclas (todas a tensión) lo que significa que no es aplicable el concepto de sección transformada.

Para que sea válida la aplicación de (4.6.15), debe cumplirse:

$$T_e/N > \sigma_s \cdot A_s$$

De no cumplirse esta desigualdad significa que no todas las anclas están a tensión, es decir, que una parte de la base del pílón se apoya en el terreno y en este caso aplica el análisis propuesto en la alternativa **A2**, haciendo $e = -e$ y $Q_v = -Q_v = T_e$, en la expresión (4.6.12), con lo que resulta:

$$X^3 - 3(B/2 + er)X^2 + (6nA_s/B)(d - B/2 - er)X - (6nA_s/B)(d - B/2 - er)(d/B) \text{ ----}$$

(4.6.17)

$$\sigma_r = T_e / [A_s n(1-k)/k - B \cdot X/2] \quad (4.6.18)$$

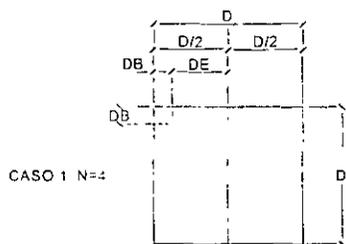
$$\sigma_s = \sigma_r [n(1-k)/k] \quad (4.6.19)$$

Las expresiones (4.6.17), (4.6.18) y (4.6.19) determinan la posición del eje neutro, la presión máxima en la roca y el máximo esfuerzo de tensión en un ancla, respectivamente, teniendo como datos T_e , M_r , n , y proponiendo B , d y A_s .

4.6.3.1 Momentos de inercia I_a .

El momento de inercia I_a se calculará para cada uno de los ocho siguientes arreglos de anclas (con áreas unitarias): para 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16 y 18 anclas, despreciando su momento de inercia respecto a sus ejes centroidales particulares.

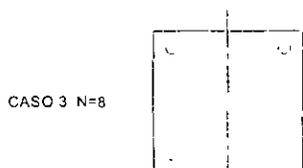
ARREGLOS DE ANCLAS



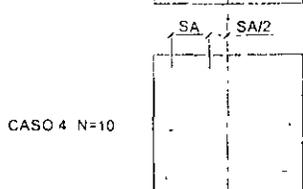
$$I_a = 4 \cdot DE^2 ; DE = D/2 - DB$$



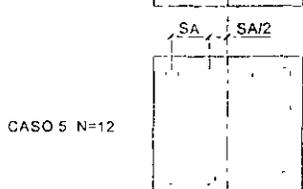
$$I_a = 4 \cdot DE^2$$



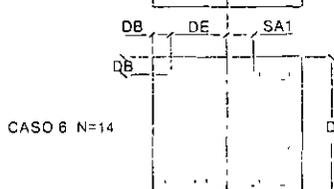
$$I_a = 6 \cdot DE^2$$



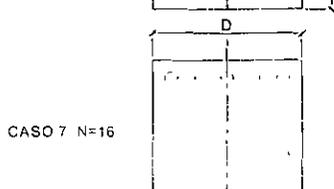
$$I_a = 6 \cdot DE^2 + 4 (SA/2)^2 ; SA = (D - DB) / 3$$



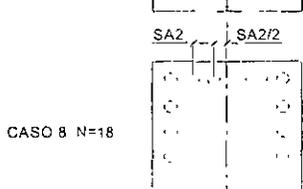
$$I_a = 8 \cdot DE^2 + 4 (SA/2)^2 ; SA = (D - DB) / 3$$



$$I_a = 8DE^2 + 4 (SA1)^2 ; SA1 = (D - 2DB) / 4$$



$$I_a = 10DE^2 + 4 (SA1)^2 ; SA1 = (D - 2DB) / 4$$



$$I_a = 10DE^2 + 4 (SA2)^2 + SA2^2 = 10DE^2 + 5 (SA2)^2$$

$$SA2 = (D - 2DB) / 5$$

4.6.3.2 Diseño de anclas

El área total de anclas A_s será la correspondiente al número de anclas de fricción que satisfaga la expresión 4.6.15. La aplicación de esta expresión se hace por aproximaciones sucesivas, proponiendo en cada iteración uno de los arreglos indicados en 4.6.3.1 y calculando para cada uno de ellos: el momento de inercia I_a y el esfuerzo σ_s con la expresión 4.6.16.

4.6.3.3 Tensiones admisibles en anclas

La tensión admisible (T_a) en un ancla, deberá determinarse mediante una prueba de extracción en el sitio, acatando Especificación CFE C0000-42 **Anclas de fricción para cimentaciones**. Por otra parte, T_a tendrá como límite la resistencia a tensión del ancla, considerando falla por fluencia en la sección total del ancla:

Para anclas #8 con $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, resulta $T_a = 0.9 \times 4200 \times 5.07 = 19154 \text{ kg}$

La longitud de anclaje en roca será de 3 m y su resistencia por adherencia mortero-roca será:

$$R_{adh} = \eta \cdot \Phi \cdot h \cdot F_{adh}$$

Donde:

Φ = Diámetro del Barreno = 5.7 cm

h = Profundidad del Barreno = 300 cm

F_{adh} = Esfuerzo supuesto de Adherencia Mortero - Roca = 4.0 Kg/cm².

Para el anclaje propuesto se tiene:

$$R_{adh} = (\eta) (5.07) (300) (4.0) = 19113 \text{ kg}$$

Sin embargo, este esfuerzo de adherencia mortero - roca, puede ser menor, ya que depende fundamentalmente de las características particulares del mortero, de la roca y del procedimiento de colado. Por esta razón, la resistencia a tensión de anclas se determinará, mediante una prueba de extracción in situ.

4.6.3.3 Cortante en anclas.

Como la zapata se desplanta a una profundidad Z_p en el manto rocoso, las fuerzas cortantes transmitidas por la torre serán resistidas íntegramente por apoyo directo de la zapata contra la roca y por lo tanto las anclas estarán sometidos únicamente a

tensión. El valor de la fuerza resistente por apoyo de la zapata contra la roca será :

$$F_R = A \cdot Q_a = B \cdot Z_p \cdot Q_a, F_s = F_R / V_{max} \geq 1$$

Donde:

A = Area de Apoyo

D = Ancho zapata

Zo= Peralte zapata

Q_a = Capacidad Admisible a compresión de la roca

F_R = Fuerza Resistente

F_s = Factor de Seguridad

V_{max} = Fuerza Cortante máxima = V_x ó V_y (la mayor)

4.6.3.4 Longitud de desarrollo de anclas de fricción dentro del pedestal y altura mínima de este.

De acuerdo con los incisos 12.1 y 12.2 del Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (ACI 318-02) la longitud de desarrollo de una varilla corrugada del #8 (db = 2.54) será:

$$L_d = 0.283 (F_y / \sqrt{f'c}) d^2 b / 10 = 0.0283 (4200/7) 2.54^2 = 109.5 \text{ cm}$$

Esto implica que la altura del pedestal (Z) no deberá ser menor a:

$$Z_{mi} = (L_d + r) \text{ sen } \alpha \approx (110+5) \text{ sen } \alpha \approx 115 \text{ sen } \alpha, \text{ cm}$$

4.6.4 Revisión de estabilidad

Dada la existencia de anclas de fricción, el momento de volteo es resistido por la tensión en anclas y por la compresión en el concreto y si esta tensión y compresión no rebasan sus valores admisibles, implícitamente la cimentación es estable. Evidentemente la condición más crítica será la de flexo-tensión.

4.6.5 Geometría general

DATOS: α , a , L , x , D , r , B
(obtenido con CIROZA05)

$$Z \geq L \cos \alpha + a \sec \alpha + r$$

$$e = Z \tan \alpha$$

$$r + Z_0 = \left(\frac{B-D}{s} \right) \tan 60^\circ; T = \left(\frac{B-D}{2} \right) \tan 60^\circ - Z_0$$

$$h = Z - T - Z_0$$

$$C = B - 2Z_0 / \tan 60^\circ$$

$$ha = Z - 5 - r$$

$$G = (B - D) / 2 + 5 - r$$

$$La = \text{long. total de } Va = ha + G - 2 \times 4\phi_a + \pi(3.5\phi_a / 2)$$

$$La = ha + G - 2.5\phi_a$$

$$Vc = \text{Volumen de concreto} = B^2 Z_0 + D^2 h + \frac{T}{3} (B^2 + C^2 + BC)$$

$$Ve = \text{Volumen excavación} = B^2 Z_0$$

ht = altura cimbra en talud

$$ht = \sqrt{T^2 + (T \cos 60^\circ)^2} = T \sqrt{1 + 0.25} = 1.118 T$$

$$At = \text{area cimbra en taludes} = 4(D + C)ht / 2$$

$$= 2.236(D + C)T$$

Atc = areatotaldecimbra

$$= 4 \left[hd + (D + C) \frac{ht}{2} + BZ_0 \right]$$

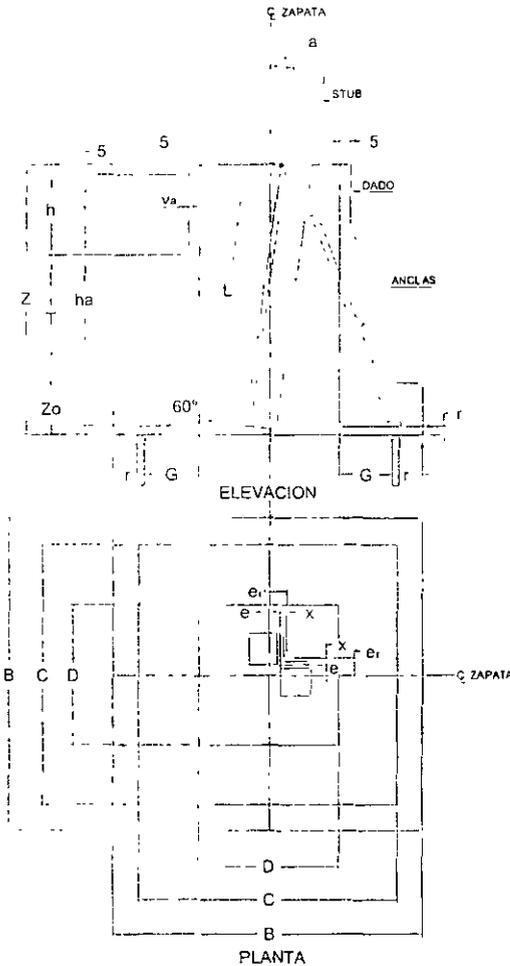


Fig CIMENTACION ZAPATA ANCLADA

ht = 1.118T

ELEVACION GAJO CIMBRA EN TALUD

4.6.6 Diseño del dado

4.6.6.1 A flexo-compresión

Proporcionaremos el refuerzo sólo para la combinación de flexo-tensión ya que es más crítica que la de flexo-compresión, por razones obvias (los momentos flexionantes y fuerzas axiales son del mismo orden en ambos casos, pero la tensión axial sólo la resiste el acero).

4.6.6.3 A Flexo-tensión

Se propone un método simplificado de diseño aceptando la validez del principio de superposición de causas y efectos. De esta manera, el refuerzo necesario por flexo-tensión será:

$$A_{ft} = \text{área total de refuerzo} = A_f + A_t$$

Siendo A_f = área del refuerzo necesario por tensión directa

A_t = área del refuerzo necesario por flexión

» Refuerzo por flexión: A_f

Este refuerzo se determinará en la sección crítica del dado, es decir, justo donde se inicia la ampliación del pedestal, localizada a una distancia ZD.

MXTD = momento flexionante X, con factor de carga adicional, en la sección crítica del dado :

$$MXTD = \text{ABS}(PT*FC*E - VYT*FC*ZD)$$

MYTD = momento flexionante Y, con factor de carga adicional, en la sección crítica del dado :

$$MYTD = \text{ABS}(PT*FC*E - VXT*FC*ZD)$$

Para simplificar el diseño usaremos un momento resultante MRED igual a:

$$MRED = \sqrt{MXTD^2 + MYTD^2}$$

Aplicando el método de diseño a flexión por **resistencia última**, la cuantía ρ de acero de refuerzo será:

$$\rho = (0.85*f'c / F_y) * \{ 1 - \sqrt{[1 - 2*R_u / (0.85*f'c)]} \}$$

$$\text{Siendo } R_u = MRED / [0.85*(AD - DB/2)^2*AD]$$

$$\rho_{min} = \text{cuantía mínima} : 0.8\sqrt{f'c}/F_y$$

pero no menor que $14.5/F_y$

$$\rho_{max} = \text{cuantía máxima (ver 3.8.3.2)}$$

» El área de refuerzo por flexión será:

$$A_f = 2*\rho*(AD - DB/2)*AD$$

Se multiplica por dos para considerar flexión en dos sentidos

» El área de refuerzo por tensión será:

$$A_t = F_C * T / (0.9 * F_Y)$$

y el área total de refuerzo: $A_{ft} = A_f + A_t$

Si DVD = diámetro propuesto del refuerzo principal en dado, y
 NV = número de varillas de área **as**, resulta:

$$NV = A_{ft} / a_s$$

NDV = número definitivo de varillas (por simetría)

» Geometría del refuerzo principal

GV = Doblez de varilla = $\pi * 1.75 * DVD$

GRV = Extensión recta de gancho

GRV = $(D - AD) / 2 - DB / 2 + DVD$

LVR = Longitud recta de varilla

LVR = $Z - DB - 2 * DVD - \pi * 4 * DVD$

LTVD = Longitud total de varilla en dado

LTVD = $GV + GRV + LVR$

4.6.6.4 Revisión a cortante

No obstante que los dados y todo el pedestal estarán sometidos a tensión axial significativa, se aceptará que el concreto si resiste cortante, independientemente de que las anclas al estar inclinadas deben contribuir un poco a resistir este.

Se revisará para la fuerza cortante resultante VR correspondiente a la combinación de flexo-compresión, ya que siempre es mayor que la de flexo-tensión:

$$VR = F_C * \sqrt{(V_{XC}^2 + V_{YC}^2)}$$

El esfuerzo resistente por cortante es:

$$\zeta_r = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'_c}$$

y la fuerza cortante resistente:

$$V_{CR} = \zeta_r * (AD - DB) * AD$$

Debiendo cumplirse: $V_{CR} > VR$

TORRE	C	VX	VY	T	VX	VY	VRC	VRT	A	Vc	Ac	Vrc	Vrc > VRC
	ton	ton	ton	ton	ton	ton	kg	kg	d	kg/ m	cm ²	kg	
4CR1	96.	22.	18.	81.	18.	15.3	285	243	8	7.1	60	427	SI
+15	362	104	075	686	898	97	53	76	0	2	00	38	
4EA2	69.	11.	10.	49.	8.7	7.27	155	114	7	7.1	52	373	SI
+15	315	749	235	673	85	1	82	04	5	2	50	96	
EA4W22	209	40.	35.	170	33.	29.1	542	441	9	7.1	76	544	SI
+15	.37	686	863	.47	248	1	36	91	0	2	50	91	

En la tabla anterior se muestra la revisión por cortante de los dados de cada pedestal para las torres indicadas. Para esta revisión se han considerado los siguientes parámetros de diseño:

Concreto $f'c = 250 \text{ kg / cm}^2$

$Vc =$ Esfuerzo cortante admisible $= 0.85 * 0.53 \sqrt{250} = 7.12 \text{ kg/cm}^2$

$Vrc =$ Esfuerzo cortante resistente $= Ap Vc = Ad (Ad-5) Vc$

$VRC = VRT =$ Fuerza cortante resultante $= \sqrt{(VX^2 + VY^2)}$

De los resultados de esta tabla se concluye que la sección transversal de concreto de los dados de todos los pedestales, resiste las máximas fuerzas cortantes para cada caso, sin necesidad de colocar estribos. De cualquier forma se colocaran estos según se indica en los planos de diseño correspondientes.

4.7. SECUELA DE DISEÑO RESUMIDA

4.7.1 Parámetros de diseño

ult; $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$; $\gamma_c = 2.4 \text{ ton/m}^3$; $Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$

7.2 Elementos mecánicos de diseño (cargas últimas sobre cimentación, en ton)

C, Vx, Vy : T, Vx, Vy

Adicionalmente a los factores de carga involucrados en el diseño de la superestructura, estos elementos mecánicos de diseño se multiplicarán por un factor de carga adicional $FC = 1.1$

4.7.3 Dimensiones geométricas definidas (en m)

A, Z, AB, AC, HP, diámetro de anclas de fricción = 2.54 cm

4.7.4 Dimensiones geométricas propuestas (en m)

D, N (número de anclas de fricción #8)

4.7.5 Momentos para cálculo de presión efectiva (en ton-m)

$$M_x = V_{y_c} (Z - Z_d / 2) : M_y = V_{x_c} (Z - Z_d / 2)$$

4.7.6 Momentos para cálculo de tensión máxima en anclas

$$M_x = V_{y_T} (Z - Z_d / 2) : M_y = V_{x_T} (Z - Z_d / 2)$$

7.7 Revisión de presiones efectivas máximas por flexo-compresión (ton/m²)

$$\sigma_{em} = \frac{C}{B^2} + \frac{6(M_x + M_y)}{B^3} = \sigma_{ult}, \text{ en caso contrario aumentar } B$$

4.7.8 Diseño de anclas por flexo-tensión

Con el ancho B en la base calculado en 7.7:

- a. Se propone uno de los arreglos de anclas indicados en 6.4.2
- b. Se calcula el momento de inercia I_a con las expresiones indicadas en 6.4.2
- c. Se calcula el esfuerzo máximo de tensión σ_t en un ancla con la expresión 6.4.2
- d. Se calcula la tensión máxima en un ancla con la expresión 6.4.1 y si ésta resulta mayor que T_a se propone otro arreglo con un número mayor de anclas y así hasta que T_{max} resulte = T_a .

Todo este proceso de diseño se realiza con el programa **CIROZA05** con el cual se calcula T_{max} para cada uno de los arreglos de anclas indicados en 6.4.2 y cada valor de T_{max} que resulte menor a T_a , corresponderá a una alternativa de diseño. De esta manera, con los valores reales de T_a obtenidos en el sitio donde se ubicará la cimentación, se elegirá la alternativa más adecuada.

4.8. PLANOS DE DISEÑO

En estos planos se incluye la siguiente información correspondiente a las diferentes alternativas de diseño señaladas en la INTRODUCCIÓN:

4.8.1 Tabla de disposición de anclas, dimensionamiento general y cantidades de material

4.8.2 Tablas de dimensionamiento de refuerzo

4.8.3 Dibujos de dimensionamiento general y detalles de refuerzo

4.8.4 Tabla de excavación para cada combinación de nivel de torre y altura de extensiones

4.8.5 Simbología

4.8.6 Notas generales

4.9 ANEXOS

4.9.1 Especificaciones y recomendaciones para la instalación y pruebas de extracción de anclas de fricción

4.9.1.1 Longitud de las anclas por ensayar

En cada sitio se realizarán 2 pruebas con anclas de varilla corrugada de 1" (2.54 cm) de diámetro, una a 3m de profundidad, y la otra a 6 m; en ambos casos, las anclas se instalarán en barrenos de 2¼" (5.72 cm) de diámetro.

Para que las anclas puedan sujetarse al equipo de prueba, en todos los casos deberán sobresalir cuando menos 1.5 m del barreno, es decir, las dos varillas de prueba en cada sitio medirán cuando menos 4.5 m y 7.5 m.

4.9.1.2 Centradores

Para centrar las anclas dentro de los barrenos, a 100 cm de sus puntas, y luego a cada 200 cm, se soldarán 3 tramos de 10 cm de varilla de 1/2" (1.27 cm) de diámetro, paralelos al ancla y equidistantes angularmente 120°.

4.9.1.3 Mortero

Se requiere que el mortero para el colado de las anclas tenga una resistencia mínima de 180 kg/cm², lo que se verificará con cilindros de prueba a 3 y 7 días, previamente a la instalación de anclas en el campo.

Conforme a la práctica interna de CFE, el proporcionamiento tentativo para lograr dicho mortero es:

Material	Partes por unidad volumen de cemento	Volumen para 50 kg de cemento
Arena fina pasada por malla # 16 (1.19 mm)	0.8	27 lts
Agua	0.9	30 lts
Cemento	1.0	1 saco

Aditivo expansor: 1 % del cemento en peso
Tricosal H-181

4.9.1.4 Instalación

- a. Perforar hasta la profundidad requerida con diámetro mínimo de 2¼" (5.72 cm)
- b. Sopletear y / o lavar para eliminar el polvo de las paredes del barreno.
- c. Llenar de agua limpia el barreno para saturar las paredes y evitar así pérdidas de humedad al mortero.
- d. Depositar el mortero a partir del fondo del barreno, mediante una manguera, para que al ascender desplace al agua y no deje vacíos. Durante el colado se tomarán dos cilindros de prueba para medir la resistencia a 3 y 7 días.
- e. Inmediatamente después de vaciado el mortero se introducirá el ancla, con sus centradores, hasta el fondo del barreno.
- f. En todos los casos deberá llevarse una bitácora donde se registren todas las actividades desarrolladas, y toda la información que posteriormente pudiera ser útil para interpretar los resultados y eventuales anomalías de las pruebas. Por ejemplo, deberán registrarse: equipo de barrenación, profundidad del barreno, presencia de cavidades, tipo de materiales perforados, dimensiones exactas de las anclas, etc.

4.9.1.5 Equipo de prueba.

El equipo de prueba debe constar de un sistema de aplicación de carga y otro de medición de deformaciones:

4.9.1.5.1 Equipo de aplicación de carga.

Los principales componentes del equipo de aplicación de cargas son:

a. Una vigueta de reacción de 2 m de longitud, diseñada para ser soportada en sus extremos y resistir la reacción del gato, de cuando menos 28.9 ton (resistencia a tensión de diseño de un ancla de 1.5" = 3.81 cm), tal que permita el paso por su centro del ancla a probar.

b. Un gato hidráulico de cilindro hueco para el paso de varillas de hasta 1.5" (3.81 cm), con su bomba y su manómetro. Capacidad mínima: 20 ton.

c. Elementos de sujeción o amordazamiento del ancla al gato.

d. Elementos adicionales (soportes para apoyar el micrómetro de medición de deformaciones, apoyos para la vigueta, etc.)

4.9.1.5.2 Equipo de medición de deformaciones

Los principales componentes del equipo de medición de deformaciones son:

a. Un marco para soporte del micrómetro, con longitud mínima de 5 m, y altura apropiada para la posición deseada (por motivos prácticos conviene que el marco esté construido con elementos tubulares desacoplables).

b. Dos micrómetros con carrera de aproximadamente 2.5 cm, con bases magnéticas

4.9.2 Hojas de resultados de diseño de cimentaciones ancladas en roca sometidas a carga axial y flexión biaxial (programa **CIROZA05**).

4.9.3 Plano de diseño de cimentaciones ancladas en roca.

4.10 DISEÑO PASO A PASO

DISEÑO DE CIMENTACIONES (ZAPATAS) ANCLADAS EN ROCA

ELABORO : JUAN J. CAMARENA H. / FECHA: 7 ABRIL DEL 2005
 PROYECTO : L.T. TESISTAN ZAPOTLANEJO
 ESTRUCTURA : TORRE 4CR1 NIV: +15, DADO CORTO
 COMBINACION DE CARGA : NORMAL CON VIENTO MAXIMO

1. DEFINICIONES Y PARAMETROS DE DISEÑO

	DATOS	UNIDAD
	RESULTAD.	
PC: carga axial de compresión factorizada	96362	kg
VXC: carga horiz.transversal factorizada, combinada con compresión	22104	kg
VYC: carga horiz.longitudinal factorizada, combinada con compresión	18075	kg
PT: carga axial de tensión factorizada	81686	kg
VXT: carga horizontal transversal factorizada, combinada con tensión	18898	kg
VYT: carga horizontal longitudinal factorizada, combinada con tensión	15397	kg
FC: factor de carga adicional al de cargas últimas	1.1	
FAP: factor amplificador de presión admisible de la roca	1.3	
FPC: resistencia especificada a compresión del concreto	250	kg/cm ²
FY: esfuerzo en el límite fluencia del refuerzo y anclas	4200	kg/cm ²
PVC: peso volumétrico del concreto	0.0024	kg/cm ³
QA: capacidad admisible a compresión de la roca	5	kg/cm ²
AB: ancho base piramidal	19.6	m
AC: ancho cintura piramidal	4.2	m
HP: altura piramidal	4.1	m
D: ancho de zapata propuesto	165	cm
PZ: peralte zapata	30	cm
PDZ: profundidad de zapata en roca	30	cm
ZA: altura adicional del dado para considerar variación del nivel de desplante de zapata	0	cm
ALA: tamaño del ángulo del stub	15.2	cm
LS: longitud de anclaje del stub	148.1	cm
XC: distancia centroidal del stub	4.3	cm
KE: fracción exc sup. lomo stub respecto centro dado (1.0 o 0.5)	0.5	
DA: diámetro de anclas	2.54	cm
LA: longitud de anclas en roca	300	cm
LP: longitud de anclas en pedestal	100	cm
LTA: longitud total de un ancla = LA + LP	400	cm
DB: distancia al borde de anclas	10	cm
DE: dist. de anclas extremas a ejes centroidales de zapata = D/2 - DB	72.5	cm
DVD: diámetro propuesto del refuerzo principal del dado	1.905	cm
DEST: diámetro de estribos en dado	1.27	cm

2. REVISIÓN DE PRESIONES POR FLEXOCOMPRESION EN MANTO ROCOSO

α : pendiente pata = $\arctan(2*HP/(AB-AC))$	1.38515387	
$\beta = \pi/2 - \alpha$	0.18564246	
ZMIN: altura mínima del pedestal = $LS*\cos \beta + ALA*\sin \beta + DB/2$	153.36	cm

ZP altura definitiva del pedestal	155	cm
ESA proyec horiz entre extremos sup.e inf.del lomo del stub anclado		
ESA = LS * tan β	27.81	cm
E = EX = EY excentricidad (del centroide) del extremo superior del stub anclado, respecto al centro del dado : E= XC+KE*ESA	18.2	cm
PROY: proyección de la zapata arriba del nivel superior de roca		
PROY = PZ-PDZ	0	cm
Z =Aitura del pedestal incluyendo altura adicional del dado = ZP + ZA	155	cm
LVD. espacio libre para colocar estribos = Z - PDZ - 8	117	cm
ADM: ancho mínimo de dado = 2*(KE*ESA + ALA + DB/2 + 2*DVD)	75.83	cm
AD: ancho definitivo del dado	80	cm
Excent.de prolongación stub en la base de zapata : EXZ = Z * tan β	29.1	
MXC momento X en la base de zapata generado por la carga horiz. VYC y por la excentricidad E de la compresión PC, respecto al eje X MXC = ABS(PC*E-VYC*(Z-PDZ/2)) (2.1)	776711	kg-cm
MYC. momento Y en la base de zapata generado por la carga horiz VXC y por la excentricidad E de la compresión PC, respecto al eje Y MYC = ABS(PC*E-VXC*(Z-PDZ/2)) (2.2)	1340771	kg-cm
VZA volado de zapata = PZ/tan(π/3)	17	cm
T altura de talud del pedestal = (0.5*(D-AD)-VZA)tan(π/3))	44	cm
Si T es negativa, hacer, T = 0		cm
ZD: altura del dado = Z-T-PZ	81	cm
API ancho del pedestal = D - 2*VZA	131	cm
VC: vol.total de ciment.=D² PZ + AD² ZD + T(AD² + API² + AD*API)/3	1834418	cm³
WC peso de cimentación = VC*PVC	4402	kg
CMAX: carga máxima de compresión = PC + WC	100764	cm
ECX: excentricidad de CMAX = MXC/CMAX	7.708	cm
ECY: excentricidad de CMAX = MYC/CMAX	13.306	cm
ANC:mitad del ancho de núcleo central de la base de la zapata=D / 6	27.5	cm

Si ECX y ECY ≤ ANC: toda la base está a compresión y las anclas no trabajan En este caso: PMAX = Presión máxima en el manto rocoso, será igual a:

$$P_{MAX} = \frac{C_{MAX}}{D^2} + \frac{6 \cdot (M_{XC} + M_{YC})}{D^3}$$

$$P_{MAX} < FAP \cdot QA =$$

$$6.52 \text{ kg/cm}^2$$

$$6.5 \text{ kg/cm}^2$$

Si ANC < ECX y ECY < D/2

no toda la base está a compresión y algunas anclas estan a tensión Si despreciamos conservadoramente la tensión en anclas, podemos considerar que se tiene el caso de **sección reducida** y entonces.

siendo $EC = \sqrt{(ECX^2 + ECY^2)}$

cm

la presión máxima será:

$$P_{MAX} = (2/3) * (C_{MAX} / (D * (D-EC))$$

kg/cm²

debiendo ser $P_{MAX} \leq FAP * QA$

kg/cm²

3. REVISION DE ESTABILIDAD

Revisarémos sólo para la combinación de flexo-compresión por obvia

razón, despreciando, **conservadoramente**, la tensión en las anclas si la hubiera. El momento resistente a volteo MRV será:

$$MRV = CMAX * D / 2$$

8313030 kg-cm

Los momentos de volteo alrededor de X e Y serán, respectivamente, MXC y MYC

y los coeficientes de seguridad a volteo, correspondientes.

$$CSVX = MRV / MXC \geq CSVA$$

10.7

$$CSVY = MRV / MYC \geq CSVA$$

6.2

Ambos coeficientes deberán ser mayores al coeficiente de seguridad admisible a volteo: CSVA = 1.5

4. DISEÑO DEL REFUERZO PRINCIPAL EN DADO

En este caso diseñaremos sólo para la combinación de flexo-tensión ya que es más crítica que la de flexo-compresión, por razones obvias (los momentos flexionantes y fuerzas axiales son del mismo orden en ambos casos, pero la tensión axial sólo la resiste el acero de refuerzo)

Este refuerzo se determinará en la sección crítica del dado, es decir, justo donde se inicia la ampliación del pedestal, localizada a una distancia ZD

MXTD . momento flexionante X, con factor de carga adicional, en la sección crítica del dado : $MXTD = ABS(PT*FC*E - VYT*FC*ZD)$

263481 kg-cm

MYTD.momento flexionante Y, con factor de carga adicional, en la sección crítica del dado : $MYTD = ABS(PT*FC*E - VXT*FC*ZD)$

48458 kg-cm

Para simplificar el diseño usaremos un momento resultante MRED igual a: $MRED = \sqrt{MXTD^2 + MYTD^2}$

267900 kg-cm

$$RU = MRED / (0.85 * (AD - DB/2) * AD^2)$$

0.65661765

p = cuantía necesaria de acero de refuerzo

$$p = (0.85 * FPC / FY) * (1 - \sqrt{1 - 2 * RU / (0.85 * FPC)})$$

0.00015658

pmin = cuantía mínima : $(4200 / FY) * 0.0018 / 2$

0.0009

pmax = cuantía máxima de acero de refuerzo a flexión

0.015

El área de refuerzo por flexión será $AFLEX = 2 * p * (AD - DB / 2) * AD$

10.8 cm²

Se multiplica por dos para considerar flexión en dos sentidos

El área de refuerzo por tensión será. $ATEN = FC * PT / (0.9 * FY)$

23.77 cm²

y el área total de refuerzo: $AT = AFLEX + ATEN$

34.57 cm²

DVD = diámetro propuesto del refuerzo principal en dado

1.905 cm

NV = número de varillas

13

NDV = número definitivo de varillas (por simetría)

16 # 6

GV = Doblez de varilla = $\pi * 1.75 * DVD$

10.47 cm

GRV = Extensión recta de gancho = $(D-AD)/2-DB/2+DVD$

39.4 cm

LVR = Longitud recta de varilla = $Z-DB-2*DVD-\pi*4*DVD$

117.25 cm

LTVD = Longitud total de varilla en dado = $GV+GRV+LVR$

167 cm

5. REVISION DEL DADO POR CORTANTE

Se revisará para la fuerza cortante resultante VR correspondiente a la combinación de flexo-compresión, ya que siempre es mayor que la de flexo-tensión

$$VR = FC * \sqrt{(VXC^2 + VYC^2)} \quad 31408 \text{ kg}$$

El esfuerzo resistente por cortante es. $\zeta_r = 0.85 * 0.53 \sqrt{FPC} \quad 7.123 \text{ kg/cm}^2$

y la fuerza cortante resistente. $VCR = \zeta_r * (AD - DB / 2) * AD \quad 42738 \text{ kg}$

y entonces resulta $VCR > VR$, siendo $VR/VCR = \boxed{0.734}$

6. RESISTENCIA DEL CORTANTE POR APOYO DE ZAPATA CONTRA ROCA

Como la zapata se desplanta a una profundidad PDZ en el manto rocoso, las fuerzas cortantes transmitidas por la torre serán resistidas íntegramente por apoyo directo de la zapata contra la roca, y por lo tanto, las anclas estarán sometidas únicamente a tensión. El valor de la fuerza resistente Fr, por apoyo directo de zapata contra roca será

$$Fr = A * FAP * Qa \quad 32175 \text{ kg}$$

Fs = Coeficiente de seguridad = $Fr / Vmax \geq 1 \quad 1.455$

Siendo :

A = Area de apoyo de zapata contra roca = $D * PDZ \quad 4950 \text{ cm}^2$

Vmax = Fuerza cortante máxima = $VXC \text{ ó } VYC \text{ (la mayor)} \quad 22104 \text{ kg}$

7. DISEÑO DE ANCLAS

7.1 Revisión por flexo-tensión

En este caso se presupone que la zapata no se apoya en el terreno y solo las anclas mas el peso propio del pedestal resisten las solicitaciones. De esta manera, podemos considerar válida la fórmula de la escuadría a la flexión para una sección formada por el total de anclas, cuyo diámetro, número y posición se supone de antemano. En estas condiciones la tensión máxima en un ancla será:

$$Tmax = Tu / N + \sigma_t * A \leq Ta ; \text{ siendo}$$

Ta = tensión admisible de un ancla del # 8 12000 kg

Tu = $FC * PT \quad 89854.6 \text{ kg}$

$\sigma_t = [Mr / (Ia * A)] Yc \quad \text{kg/cm}^2$

N = número de anclas del # 8 5.067 cm^2

Ia = momento de inercia del arreglo de anclas con área unitaria 1472020 kg-cm

A = área de un ancla 2010722 kg-cm

Mr = $\sqrt{MXT^2 + MYT^2} \quad 72.5 \text{ cm}$

ó Mr= $MXT + MYT \quad 145777345 \text{ kg}$

Yc = $(D - 2 * DB) / 2$

Mr * Yc = 735784 kg-cm

MXT = $FC * ABS(PT * E - VYT * (Z - PDZ / 2)) \quad 1274938 \text{ kg-cm}$

MYT = $FC * ABS(PT * E - VXT * (Z - PDZ / 2))$

7.2 Cálculo de momentos de inercia : Ia

Se analizarán 9 arreglos de anclas : para 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18 y 20 anclas, despreciando el momento de inercia de cada ancla, respecto a sus ejes centroidales particulares y considerando el momento de inercia *mínimo* de cada arreglo de anclas (con área unitaria).

Caso 1 · 4 anclas : Ia1=4*DE^2	21025 cm4/cm ²
Caso 2 · 6 anclas : Ia2=4*DE^2	21025 cm4/cm ²
Caso 3 · 8 anclas : Ia3=6*DE^2	31537.5 cm4/cm ²
Caso 4 · 10 anclas . SA=(D-2*DB)/3 Ia4=6*DE^2+4(SA/2)^2	48.3333333 33873.6111 cm4/cm ²
Caso 5 · 12 anclas: SA=(D-2*DB)/3 Ia5=8*DE^2+4(SA/2)^2	48.3333333 44386.1111 cm4/cm ²
Caso 6 · 14 anclas : SA6=(D-2*DB)/4 Ia6=8*DE^2+4*SA6^2	36.25 47306.25 cm4/cm ²
Caso 7 · 16 anclas. SA6=(D-2*DB)/4 Ia7=10*DE^2+4*SA6^2	36.25 57818.75 cm4/cm ²
Caso 8 · 18 anclas : SA7=(D-2*DB)/5 Ia8=10*(DE^2+SA7^2)	29 60972.5 cm4/cm ²
Caso 9 · 20 anclas : SA7=(D-2*DB)/5 Ia9=12*DE^2+10*SA7^2	29 71485 cm4/cm ²

7.3 Resumen del diseño de anclas

CASO	N anclas	Ia cm4/cm ²	σt kg/cm ²	Tu / N kg	σt * A kg	Tmax kg	Ta kg
1	4	21025	1368	22463	6931	29394	12000
2	6	21025	1368	14975	6931	21906	12000
3	8	31537	912	11231	4621	15852	12000
4	10	33873	849	8985	4301	13286	12000
5	12	44386	648	7487	3283	10770	12000
6	14	47306	608	6418	3080	9498	12000
7	16	57818	497	5615	2518	8133	12000
8	18	60972	471	4991	2386	7377	12000
9	20	71485	402	4492	2036	6528	12000

Por resistencia se requieren
 Pero por simetría se colocarán
 Eficiencia de trabajo = Tmax//Ta

11 anclas # 8
 12 anclas # 8
 0.897

8. ESTRIBOS EN DADO

Se colocarán estribos a cada Sd (cm) en la parte recta del dado y el resto a cada Sr (cm)

Sd = 10 cm

Sr =	20	cm
Nea = número de estribos en dado, para ajuste (1, 2 ó 3)	1	cm
Dpe = distancia del primer estribo al tope de dado	7	cm
Net = No. de estribos en parte recta de dado = (ZD - Dpe) / Sd + Nea		8
Net = número de estribos en talud = [Z - (Ned-1)*Sd - Dpe-PZ] / Sr		2
Ze = longitud cubierta por estribos = Dpe+ (Ned-1)*Sd + Net * Sr		117 cm
Due = dist de último estribo al niv. de desplante zapata = Z - Ze > PZ		38 cm
Nte = número total de estribos = Ned + Net		10 # 4
Le = longitud de un lado de estribo = AD-DB+DVD+DEST		73 cm
Lte = longitud total de un estribo		
Lte = 4*(Le-4*DEST - DEST)+4*(PI()*4*DEST / 4) + 2*6*DEST		297 cm
Ltte = longitud total de todos los estribos = Nte * Lte		2970 cm
Wte = peso de todos los estribos = (Ltte/100)*(PI()*DEST/4)^2		29.54 kg

9. CANTIDADES DE MATERIAL

9.1 Dimensiones cimbra

ACT=0.559*(AD-API)*T	5189.756 m ²
Area cimbra=4(ZD*AD+ACT+D*(PZ-PDP))	4.66 m ²

EXC.roca	PLANTI	CONCR.	REFZO	CIMBRA	PESOanclas	NUMERO	Ltot
m ³	m ²	m ³	kg	m ²	kg	anclas # 8	m
0.952	0.136	1.834	89.35	4.66	191.02	12	48

5. PILAS EN SUELOS PARA TORRES

5.1 Acciones y reacciones en pilas

Actualmente, las pilas de concreto reforzado coladas in situ son las cimentaciones profundas más comúnmente usadas como soporte de estructuras para líneas de transmisión tales como: torres, postes metálicos y estructuras mayores de subestaciones. Su secuencia de construcción es: perforar previamente el terreno mediante equipo de excavación circular, enseguida insertar en el agujero excavado el acero de refuerzo y las anclas (para el caso de postes) o ángulos de anclaje de acero (para el caso de torres), y finalmente, colar el concreto en el agujero excavado.

Los diámetros usuales de pilas coladas in situ para estructuras de líneas de transmisión son del rango de 0.60 hasta 3.00 m, con longitudes aproximadas de 3 m hasta un máximo de 23 m. Se recomienda un diámetro mínimo de 0.80 m para permitir que una persona pueda entrar al agujero excavado en caso de ser necesario.

Este tipo de cimentación está sometido a, y resiste, las siguientes acciones de la superestructura:

» Cargas verticales de compresión, resistidas mediante una combinación de resistencia lateral vertical y resistencia en la punta de la pila.

» Cargas verticales de arrancamiento, resistidas mediante una combinación de resistencia lateral vertical y succión en la punta de la pila.

» Cargas horizontales de cortante y momentos de flexión, resistidas por una combinación de resistencia lateral vertical, resistencia en la punta de la pila y resistencia lateral horizontal por empuje pasivo del terreno circundante.

La figura 5.1 ilustra más objetivamente esta descripción.

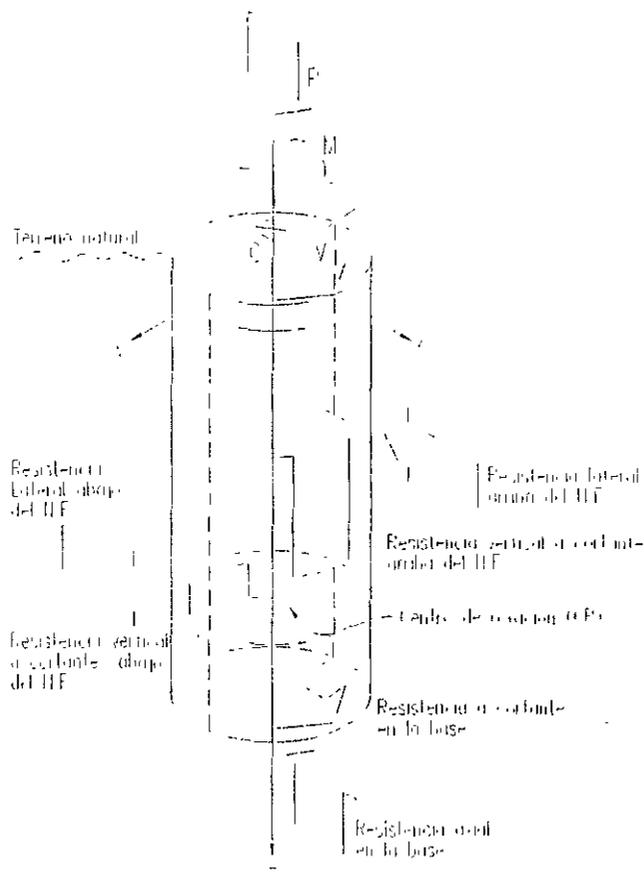


FIG. 51 FUERZAS POTENCIALES ACTUANDO EN EL FUSTE DE UNA PILA COLADA III- IIII

5.2 Criterio de diseño según el IEEE

5.2.1 Capacidad de carga al arrancamiento

Dos de los modelos de análisis más usuales para la determinación de la capacidad de carga al arrancamiento son:

- » Modelo de cono truncado
- » Modelo cilíndrico a cortante

Una reciente propuesta de análisis y diseño al arrancamiento de pilas coladas in situ es el desarrollo del programa para computadora CUFAD (Compression Uplift Foundation **A**nálisis and **D**esign) disponible en EPRI's TLWorkstation. CUFAD es un modelo cilíndrico a cortante que incluye consideraciones de rotura potencial de cono y de succión en la base.

5.2.1.1 Modelo del cono truncado

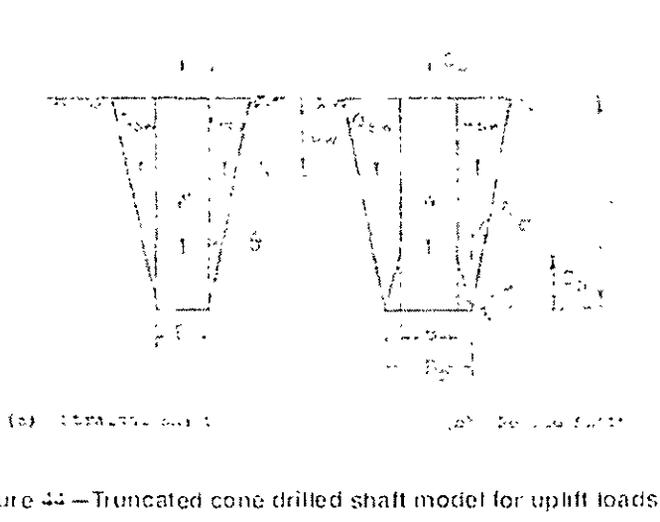


Figure 44 — Truncated cone drilled shaft model for uplift loads

La figura 44 muestra la geometría considerada para este modelo. La capacidad de la pila se deriva del peso de la pila y del peso del cono adherido al fuste de la pila. En el caso de que el fuste penetre el nivel freático se usarán los pesos **efectivos** tanto del fuste como del suelo. Se desprecia la succión en la base del fuste.

Cuando se considera un suelo promedio homogéneo, la capacidad **última** al arrancamiento, Q_u , será:

$$Q_u = \underline{W} + \underline{Q}_{sw} \tag{5.2.1}$$

Siendo

\underline{W} = peso efectivo del fuste

\underline{Q}_{sw} = peso efectivo del cono de suelo adherido al fuste

Para pilas sin campana

$$\underline{W} = (n B^2/4)[\gamma_c D_w + \gamma_c(D-D_w)] \tag{5.2.2}$$

$$\underline{Q}_{sw} = n \gamma_s D \left\{ B^2/2 + BD \tan \theta/2 + D^2 \tan^2 \theta/3 \right\} \tag{5.2.3}$$

Donde

γ_c = peso volumétrico total del concreto

$\underline{\gamma}_c$ = peso volumétrico **efectivo** del concreto

$\underline{\gamma}_s$ = peso volumétrico **efectivo** del suelo

B = diámetro del fuste de la pila

D = longitud del fuste recto abajo del nivel freático

D_w = profundidad del nivel freático

θ = ángulo entre la cara del cono y la vertical

Para pilas con campana

$$Q_{sw} = \pi \gamma_s D \left\{ B_b^2/2 + (B_b D \tan \theta) / 2 + (D^2 \tan^2 \theta) / 3 + (B_b^2 - B^2) / 4 \right\} \quad (5.2.4)$$

$$W = (\pi B^2/4) [\gamma_c D_w + \gamma_c (D - D_w)] + \Delta W \quad (5.2.5)$$

$$\Delta W = \pi (\gamma_c - \gamma_s) D_b^2 \left\{ (B \tan \xi) / 2 + (D_b \tan^2 \xi) / 3 \right\} \quad (5.2.6)$$

B_b = diámetro de la campana

D_b = altura de la campana

ΔW = peso adicional de la campana,

ξ = ángulo de la pendiente de la campana

Obsérvese que en la expresión (5.2.1) se consideró un estado de falla drenado ya que ambos términos de la ecuación consideran pesos volumétricos **efectivos**. De esta manera, en las expresiones (5.2.3), (5.2.4), (5.2.5) y (5.2.6) el efecto del nivel freático tiene que ser apropiadamente incorporado en γ_s .

5.2.1.2 Modelo cilíndrico a cortante

Para pilas sin campana (Fig.45 a)

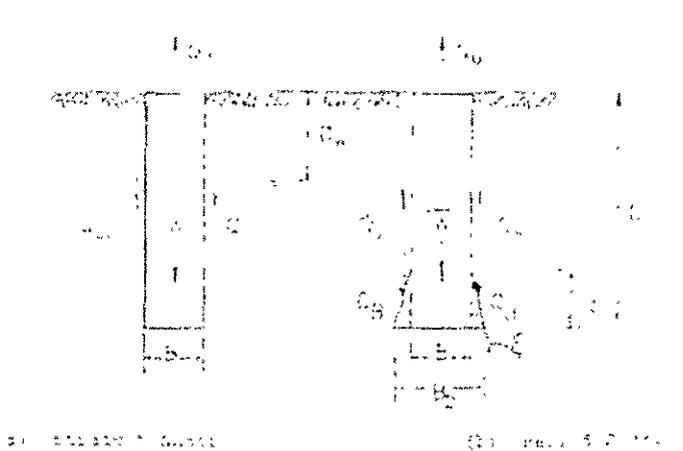


Figure 45 – Cylindrical shear drilled shaft model for uplift loads

En este caso el modelo asume que la falla se genera en la superficie común entre fuste y suelo adyacente.

» Capacidad al arrancamiento con suelo saturado

Para suelo cohesivo homogéneo la capacidad al arrancamiento es:

$$Q_u = W + Q_{su} \quad (5.2.7)$$

$$Q_{su} = \text{resistencia lateral} = \alpha S_u (\pi B D) \quad (5.2.8)$$

α = factor de adhesión (Fig.46 IEEE 691)

S_u = resistencia a cortante del suelo saturado

La ecuación (5.2.8) puede escribirse como la suma de contribuciones de uno o más estratos de suelo:

$$Q_{su} = \pi B \sum_{i=1}^n S_{ui} t_i \quad (5.2.9)$$

Donde t_i es el espesor del estrato i

» Capacidad al arrancamiento con suelo sumergido

$$Q_u = W + \underline{Q}_{su} \quad (5.2.10)$$

$$\underline{Q}_{su} = \text{resistencia lateral} = (\underline{\gamma}_s K \tan \delta) (\pi B D^2 / 2) \quad (5.2.11)$$

K = coeficiente de empuje pasivo (ζ) del suelo

δ = ángulo de fricción entre el material del fuste y el terreno circundante

La ecuación (5.2.11) puede escribirse como la suma de contribuciones de uno o más estratos de suelo:

$$\underline{Q}_{su} = \pi B (K/K_o) \sum_{i=1}^n \{ K_{oi} \underline{\sigma}_{vi} \tan [\phi_i (\delta_i / \phi_i)] t_i \} \quad (5.2.12)$$

para n estratos de espesor t_i

K/K_o = factor modificador de los empujes originales del suelo como resultado del proceso constructivo. Puede tomarse un rango de valores de 2/3 a 1.0 para pilas coladas in situ.

$\underline{\sigma}_{vi}$ = presión vertical efectiva del suelo al centro del estrato i

$\underline{\sigma}_{vi} = \underline{\gamma}_{e1} D_i$; $\underline{\gamma}_{e1}$ = peso volumétrico efectivo del suelo, en estrato i

K_{oi} = coeficiente de empuje del suelo en reposo, en estrato i

ϕ_i = ángulo de fricción para estrato i

δ_i / ϕ_i = representa el grado de contacto friccionante entre la superficie del fuste y el suelo natural, en estrato i . Para concreto colado en contacto directo con el suelo se sugiere un valor = 1.0

K_o puede evaluarse de mediciones directas en campo usando presurómetro, dilatómetro, u otras técnicas in-situ.

Suponiendo al suelo normalmente consolidado: $K_0 = 1 - \text{seno } \phi$

Este valor siempre será un límite inferior muy conservador debido a que casi todos los suelos son de algún modo sobre-consolidados.

Los valores del parámetro ϕ son del orden de 25° a 45° para suelos granulares y de 10° a 25° para suelos cohesivos y pueden determinarse en laboratorio en muestras inalteradas.

Para pilas con campana

1. Modelo tradicional

Con este modelo (Fig.45 b), la capacidad última al arrancamiento Q_u puede suponerse igual a la suma de:

1a. la resistencia a cortante de la porción del fuste arriba de la campana, Q_{su} , dado por las ecuaciones (5.2.8) ó (5.2.9), para suelo saturado, ó Q_{su} , dado por la ecuaciones(5.2.10) o (5.2.11), para suelo sumergido, y en suelo estratificado (subsuelo de uno o varios estratos),

1b. más la resistencia a cortante en la campana, Q_b ,

1c. más el peso de la pila (peso efectivo bajo condiciones de carga drenada ó peso total bajo condiciones de carga no drenada), como sigue:

» Para suelos saturados

$$Q_u = Q_{su} + Q_b + W \tag{5.2.12}$$

Donde Q_{su} y W fueron definidos previamente y

$$Q_b = (\pi/4) (B^2_b - B^2) N_c \omega S_u \tag{5.2.13}$$

» Para suelos sumergidos

$$Q_u = \underline{Q_{su}} + \underline{Q_b} + \underline{W} \tag{5.2.14}$$

Donde $\underline{Q_{su}}$ y \underline{W} ya se definieron y

$$\underline{Q_b} = (\pi/4) (B^2_b - B^2) \sigma_v N_q \tag{5.2.15}$$

Donde

B_b = diámetro de la campana

B = diámetro del fuste,

$\bar{\sigma}_v$ = presión vertical efectiva, calculada a la profundidad D_b , medida hasta la mitad del peralte de la campana = $\frac{1}{2} D_b$
 S_u = resistencia a cortante del suelo saturado,
 ω = factor de reducción de la resistencia a cortante S_u , debido a la perturbación del suelo al nivel de la campana
 N_c, N_q = factores de capacidad a compresión, ya definidos en el inciso 3.7.3

2. Modelo del cilindro de fricción

Este segundo modelo para evaluar la capacidad última al arrancamiento de una pila con campana, presupone que, a la falla, se forma un cilindro vertical arriba de la campana cuyo diámetro es igual al diámetro de esta. Con este modelo, la capacidad última al arrancamiento para condiciones de suelo estratificado puede expresarse como:

2.a Para suelo saturado

$$Q_u = \pi B_b \sum_{z=0}^D S_u \Delta D + W_s + W \quad (5.2.16)$$

Donde

W_s = peso total del suelo encerrado en el cilindro

2.b Para suelo saturado

$$Q_u = \pi B_b \sum_{z=0}^D K \bar{\sigma}_v \tan \phi_i \Delta D + \underline{W}_s + \underline{W} \quad (5.2.17)$$

\underline{W}_s = peso efectivo del suelo encerrado en el cilindro

No obstante la proposición de los modelos anteriores, la resistencia lateral de pilas con campana bajo cargas de arrancamiento **no está bien comprendido**, sin embargo datos de campo limitados **sugieren** que modificaciones simples al análisis desarrollado para pilas sin campana pueden proporcionar diseños razonables. Las observaciones en campo han demostrado que:

» Para pilas con campana en las que $D/B < 5$ aproximadamente, se genera cortante esencialmente a lo largo de la superficie vertical, extendiéndose hacia arriba desde la base de la campana. En este caso, la resistencia lateral puede calcularse igual que para pilas sin campana, usando el diámetro en el centroide de la campana, como diámetro de la superficie de cortante.

» Para pilas con campana en las que $D/B > 10$ aproximadamente, las observaciones indican que la campana tiene una influencia relativamente pequeña en la resistencia lateral, de manera que la resistencia lateral del fuste puede calcularse

conservadoramente usando la ecuación (5.2.9) y (5.2.12) para condiciones de suelos saturados y sumergidos, respectivamente.

» Para pilas con campana de profundidades intermedias, es decir, $5 < D/B < 10$, la resistencia lateral de diseño puede calcularse aproximadamente usando un diámetro interpolado.

Resumiendo:

$B_{mod} = B_c$: para $D/B < 5$

$B_{mod} = B + (D/5B - 1)(B_b - B)$: para $5 < D/B < 10$

$B_{mod} = B$: para $D/B > 10$

Donde

B_{mod} = diámetro modificado para efectos de campana

B_c = diámetro en el centroide de la campana

5.2.1.3 Conclusiones

El análisis estadístico de datos disponibles para pilas sin campana coladas in situ, da como resultado, que el modelo cilíndrico tradicional y el CUFAD proporcionan las mejores predicciones y que el método del cono truncado es el menos confiable de los tres métodos.

Por otra parte, es importante hacer notar que el comportamiento del modelo cilíndrico tradicional y el CUFAD mejoran con datos geotécnicos más precisos.

5.2.2 Desplazamientos de la cimentación

Adicionalmente al estudio de las condiciones bajo las cuales una cimentación será estable, es necesario establecer criterios de desplazamiento admisible bajo cargas de arrancamiento. Datos de muchas pruebas de campo al arrancamiento, a escala natural, han mostrado que en casi todos los casos, la capacidad total al arrancamiento se alcanza con desplazamientos menores a 13 mm.

Puesto que casi todas las estructuras de transmisión pueden ajustarse a estos movimientos sin sobre-esforzarse, los diseños que satisfagan condiciones de estabilidad, normalmente serán aceptables tanto para condiciones de resistencia como de deformación.

5.2.3 Capacidad de carga a compresión

La capacidad de carga a compresión de una pila colada in situ se compone de resistencia lateral y resistencia en la punta. Los datos de pruebas de carga disponibles **sugieren** que no existen diferencias consistentes de la resistencia lateral, para cargas

de arrancamiento y para cargas de compresión. Sin embargo, se han establecido algunas teorías para la resistencia en la punta (capacidad al aplastamiento) de pilas coladas in situ a compresión. Una de las más ampliamente usadas se presenta a continuación:

5.2.3.1 Capacidad última a compresión

La figura 49 muestra la geometría y el diagrama de cuerpo libre para una pila colada in situ sometida a una carga axial e compresión.

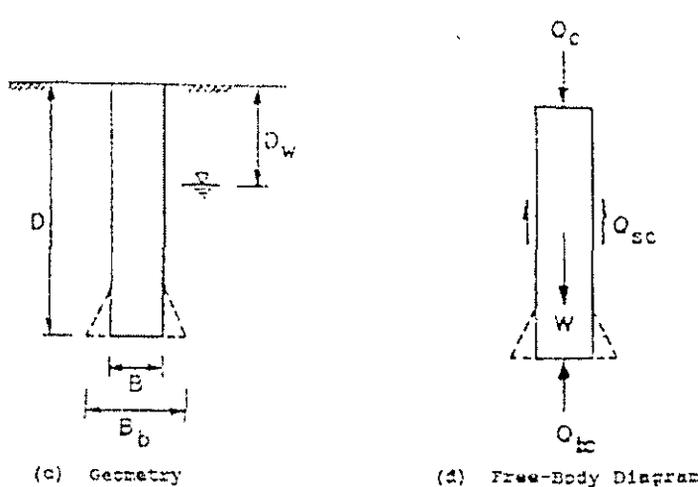


Figure 49--Compression analysis of drilled shaft foundations

La capacidad última a compresión esta dada por la ecuación de equilibrio:

$$Q_c = Q_{tc} + Q_{sc} - W \quad (5.2.18)$$

Donde

Q_c = capacidad última a compresión
 Q_{tc} = la resistencia a compresión en la punta
 Q_{sc} = la resistencia lateral en compresión
 W = peso de la cimentación

Deberán usarse, tanto el peso efectivo como el peso total de la cimentación, para condiciones de suelo sumergido o suelo saturado, respectivamente. La ecuación (5.2.2) proporciona el valor del peso efectivo de una pila sin campana.

Los datos de pruebas de carga disponibles **sugieren** que no existen diferencias consistentes de la resistencia lateral, para

cargas de arrancamiento y para cargas de compresión, excepto que para pilas cortas a compresión no es posible el mecanismo de rotura del cono.

Puede usarse la aproximación indicada en 5.2.1.2 del modelo cilíndrico a cortante, para calcular: Q_{sc} con la ecuación (5.2.18) para carga de compresión; la ecuación (5.2.9) para suelo saturado y la (5.2.12) para suelo sumergido.

La resistencia a compresión, Q_{tc} , es un problema de capacidad al aplastamiento que puede escribirse como sigue:

$$Q_{tc} = q_{ult} A_b \quad (5.2.19)$$

Donde,

q_{ult} = capacidad máxima al aplastamiento en la base de la cimentación

A_b = área de la base de cimentación

» Para suelo sumergido

$$q_{ult} = 0.5 \cdot B \cdot \gamma_s \cdot N_\gamma \cdot \xi_{\gamma r} \cdot \xi_{\gamma s} \cdot \xi_{\gamma d} + \underline{q} \cdot N_q \cdot \xi_{q r} \cdot \xi_{q s} \cdot \xi_{q d} \quad (5.2.20)$$

Para cimentación circular, $\xi_{\gamma s} = 0.6$ y $\xi_{\gamma d} = 1$, resultando:

$$q_{ult} = 0.3 \cdot B \cdot \gamma_s \cdot N_\gamma \cdot \xi_{\gamma r} + \underline{q} \cdot N_q \cdot \xi_{q r} \cdot \xi_{q s} \cdot \xi_{q d} \quad (5.2.21)$$

Donde

γ_s = peso volumétrico efectivo promedio entre D y $D+B$

N_γ = factor de capacidad al aplastamiento por fricción

N_q = factor de capacidad al aplastamiento por sobrecarga,

\underline{q} = presión vertical efectiva in situ a una profundidad $D+B/2$

ξ = factores de modificación de capacidad al aplastamiento para, rigidez del suelo, forma de cimentación, y profundidad de cimentación

Los factores de capacidad al aplastamiento para suelo saturado están dados por:

$$N_q = (e^{\pi \cdot \tan \phi}) \tan^2(45^\circ + \phi/2) \quad (5.2.21)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (5.2.22)$$

Para evaluar los factores modificadores ξ , primero es necesario calcular el índice de rigidez crítico I_{rc} :

$$I_{rc} = 0.5 \exp [2.85 / \tan(45^\circ + \phi/2)] \quad (5.2.23)$$

Enseguida el índice de rigidez del suelo I_r

$$I_r = E / [2(1 + \nu) q \tan \underline{\Phi}] \quad (5.2.24)$$

Donde

E = módulo de Young,

ν = relación de Poisson

El módulo de Young E puede calcularse de pruebas de campo o de laboratorio o pueden ser estimadas (B33)(B147) del IEEE 691-2001.

La relación de Poisson varía de 0.1 a 0.4 para suelos granulares y pueden ser estimados de (B159):

$$\nu = 0.1 + 0.3 \underline{\Phi}_{rel} \quad (5.2.25)$$

$\underline{\Phi}_{rel}$ = ángulo de fricción relativa estimada por:

$$\underline{\Phi}_{rel} = (\underline{\Phi} - 25^\circ) / (45^\circ - 25^\circ) \quad (5.2.25)$$

$$0 \leq \underline{\Phi}_{rel} \leq 1$$

Finalmente, el índice de rigidez del suelo (I_r) debe reducirse para tomar en cuenta las deformaciones unitarias volumétricas que sufre el suelo durante la consolidación, así:

$$I_{rr} = I_r / (1 + I_r \Delta), \text{ siendo} \quad (5.2.26)$$

I_{rr} = índice de rigidez reducido

Δ = deformación volumétrica unitaria

$$\Delta \approx 0.05 q (1 - \underline{\Phi}_{rel}), \quad q \text{ en tsf/pie}^2, \text{ hasta 10 tsf máximo}$$

$$\Delta \approx 0.0489 q (1 - \underline{\Phi}_{rel}), \quad q \text{ en kg/cm}^2$$

Los factores de modificación ξ estarán dados por:

$$\xi_{\gamma r} = \exp\{[-3.8 \tan \underline{\Phi}]\} + [(3.07 \sin \underline{\Phi}) (\log_{10} 2 I_{rr}) / (1 + \sin \underline{\Phi})] \quad (5.2.27)$$

$$\xi_{\gamma r} \leq 1 \quad \text{y también: } \xi_{q r} = \xi_{\gamma r} \quad \xi_{q s} = 1 + \tan \underline{\Phi} \quad (5.2.28)$$

$$\xi_{q d} = 1 + 2 \tan \underline{\Phi} (1 - \sin \underline{\Phi})^2 \tan^{-1}(D/B) \quad (5.2.29)$$

$\tan^{-1}(D/B)$ en radianes

» **Para suelo saturado.** Para pilas coladas in situ, en suelos granulares o sin cohesión, las condiciones no drenadas son probablemente de menor importancia debido a que los excesivos

esfuerzos de presión de poro se disipan rápidamente con respecto a la duración de la carga. Para estos suelos, **la capacidad de aplastamiento sin drenar puede considerarse igual a la capacidad drenada.**

Para suelos cohesivos tales como arcillas, la capacidad al aplastamiento para suelos saturados puede calcularse como:

$$q_{ult} = N_c S_u \xi_{cr} \xi_{cs} \xi_{cd} + q \quad (5.2.30)$$

Donde

N_c = factor de capacidad al aplastamiento por cohesión,

q = presión total de sobrecarga a la profundidad $D = \gamma_s D$

Para cimentación circular bajo estas condiciones:

$N_c = 5.14$ y $\xi_{cs} = 1.2$, de manera que:

$$q_{ult} = 6.17 S_u \xi_{cr} \xi_{cd} + q \quad (5.2.31)$$

$$\xi_{cr} = (0.44 + 0.6 \log_{10} I_{rr}) \leq 1 \quad (5.2.32)$$

I_{rr} se calcula con la expresión (5.2.26) y la (5.2.35) indicada abajo

$$\xi_{cd} = 1 + 0.33 \tan^{-1} (D/B) \quad (5.2.33)$$

Para verificar si ξ_{cr} será < 1 , correspondiente a falla por cortante local o punzonamiento, se requiere primero calcular el índice de rigidez crítica. Para cimentaciones circulares $\Phi = 0$, y la ecuación se reduce a:

$$I_{rc} = 0.5 \exp(2.85) = 8.64 \quad (5.2.34)$$

$$Y \text{ entonces } I_r = E / [2(1 + \nu)S_u] \quad (5.2.35)$$

Pero como $\nu \approx 0.5$ para arcillas saturadas con carga no drenada, resulta:

$$\Delta = \text{deformaciones volumétricas unitarias} = 0 \text{ (de inciso 3.7.5)}$$

$$I_r = E / 3S_u = I_{rr} \text{ (de ec. 5.2.26)} \quad (5.2.36)$$

Y $\xi_{cr} < 1$ si $I_{rc} < 8.64$

5.2.4 Desplazamientos de cimentación

Está bien documentado que, no obstante que la capacidad lateral a cortante de pilas coladas in situ se alcanza con desplazamientos menores a 13 mm, la capacidad en la punta requiere desplazamientos mayores, aproximadamente del 10% del diámetro del fuste. Desplazamientos diferenciales de esta magnitud son mayores a los que la mayoría de estructuras de transmisión pueden tolerar, por lo que la capacidad en la punta debe reducirse, para reflejar la resistencia correspondiente a desplazamientos tolerables. Para propósitos prácticos, la capacidad total a compresión está dada por:

$$Q_c = (10 d_{adm}/B) (Q_{tc} - W) + Q_{sc} \quad (5.2.36)$$

d_{adm} = asentamiento total admisible de la cimentación

5.3 Capacidad de carga lateral y momento

La mayoría de los modelos de análisis de pilas bajo carga lateral y momento, se han basado en la hipótesis de que la interacción entre fuste y suelo puede caracterizarse por presiones laterales (horizontales) netas del suelo y una correspondiente relación presión/deformación. Han sido despreciadas otras fuerzas, asociadas con esfuerzos en la base del fuste y con esfuerzos cortantes laterales verticales en el perímetro del fuste.

Podemos decir que, en general, solo ha sido considerada la resistencia de fuerzas laterales horizontales.

Todos los modelos propuestos para determinar la capacidad última establecen las siguientes simplificaciones:

- » La pila es rígida (corta) ó flexible (larga)
- » El más simple de estos modelos asume que la pila es rígida
- » La relación carga-deformación es lineal
- » El suelo adyacente a la longitud enterrada de la cimentación es homogéneo

Actualmente, los modelos analíticos más comúnmente usados en la práctica, son los desarrollados por: **Broms, Hansen y Reese.**

5.3.1 Método de Broms

Las hipótesis de Broms para una pila en estado de falla son:

- (1) El suelo es homogéneo e isótropo
- (2) La pila se comporta como un cuerpo rígido (lo que significa que hay un centro de rotación alrededor del cual la pila gira como un cuerpo rígido). La resistencia pasiva abajo del centro de rotación es contraria a la de arriba del centro de rotación. (Ver Figuras 1 a 4)

La resistencia del suelo desarrollada con la carga última, se muestra en las Figuras 2 y 4. En ellas se muestra que la resistencia última del suelo es igual a tres veces la presión pasiva de Rankine para suelo granular o nueve veces la resistencia a cortante no drenada (resistencia cohesiva) para suelo cohesivo.

La resistencia cohesiva de arcillas, como se muestra en la Figura 4, es igual a la mitad de la resistencia a compresión no confinada.

La carga vertical, que usualmente es muy pequeña para postes de transmisión o telecomunicación, es soportada por aplastamiento en la punta de la pila.

Para cargas últimas, la pila de concreto reforzado no debe fallar y solo ocurre cuando la resistencia última del suelo es excedida.

Basados en las hipótesis de Broms, y aplicando las dos condiciones de equilibrio: $\sum F = 0$ y $\sum Mo = 0$, que garantizan la estabilidad de la pila para desplazamientos horizontales y para giros, respectivamente, podemos demostrar que:

» **Para suelo granular**

$$L^3 - 2Q(a+L) / (\gamma K_p D) - 2M / (\gamma K_p D) = 0 \quad (5.3.1)$$

$$Y_m = a + \sqrt{2Q / (3 \gamma K_p D)} \quad (5.3.2)$$

$$M_{max} = M + Q \cdot a + Q \cdot Y_m - Q \cdot Y_m / 3 \quad (5.3.3)$$

» **Para suelo cohesivo**

$$L = 1.5D + q \left\{ 1 + \sqrt{2 + [6D + 4(M/Q + a)]} \right\} \quad (5.3.4)$$

$$Y_m = a + 1.5D + q \quad (5.3.5)$$

Donde:

L = profundidad de empotramiento, debajo del estrato de suelo no resistente. La experiencia muestra que la longitud real de empotramiento para suelo granular debe ser incrementado alrededor del 10%, posteriormente, con el fin de desarrollar la fuerza resistente F en el tramo debajo del centro de rotación, ver Figura 2.

Q = carga horizontal en extremo superior de la pila

A = profundidad del suelo no resistente (mínimo 60 cm),

γ = peso volumétrico efectivo del suelo

K_p = coeficiente empuje pasivo de Rankine = $\tan^2(45^\circ + \phi/2)$,

ϕ = ángulo de fricción interna

D = diámetro de la pila

M = momento en el extremo superior de la pila

Y_m = localización del máximo momento debajo del extremo superior de la pila,

$q = Q/9CD$

C = resistencia a cortante no drenada

El método de Broms, da resultados muy aceptables para suelo de un sólo estrato de resistencia uniforme.

Para suelos granulares, datos de pruebas reales muestran que la resistencia última del suelo, medida, excede alrededor del 50%, a la supuesta.

Las hipótesis de Broms desprecian totalmente la resistencia lateral del suelo proporcionada por suelo cohesivo localizado $1.5D$, abajo del nivel natural del terreno. A pesar de que esta suposición es verdadera para **pilotes**, donde el valor de D es muy pequeño, se piensa que es irreal para postes de transmisión (o aún para torres) porque el valor de D, en este caso, usualmente es de 120 cm como mínimo, y hasta 360 cm como máximo.

5.3.2 Método de la Teoría estratificada (Broms modificado)

Ante la necesidad de un modelo real del suelo, que pueda predecir el comportamiento de un suelo estratificado, se ha propuesto la teoría estratificada, basada en las hipótesis de Broms.

Considerando que la pila se diseña con la suficiente resistencia estructural, la falla de la cimentación ocurrirá, por el desplazamiento total del suelo adyacente a la cimentación, que genera la pila (que se comporta como un cuerpo rígido) cuando está sometida a las cargas externas P_u , H_u y M_u (Figura 5a).

Los parámetros del suelo: cohesión (C), ángulo de fricción interna (ϕ), y el peso volumétrico (γ), se obtendrán de pruebas de laboratorio.

Una vez que se determine la distribución de presiones para varios estratos, la longitud de la pila (L) puede ser calculada, determinando primero el diámetro mínimo requerido por el círculo de anclas (si se trata de poste) o por el tamaño e inclinación del stub y del refuerzo de la pila (si es torre) (ver inciso .

Para determinar la longitud del poste (L) mediante el método propuesto de resistencia última, las cargas de diseño P_u , H_u y M_u en el tope de la pila, se calcularán con las cargas de servicio, multiplicadas por los factores de carga apropiados.

Un diseño satisfactorio será aquel para el cual resulta:

$$\bar{H}_u = \text{reacción horizontal última calculada} \geq H_u \quad (5.3.6)$$

$$\bar{M}_u = \text{momento resistente calculado} \geq M_u \quad (5.3.7)$$

Donde

\bar{H}_u = suma algebraica de las áreas de resistencia mostradas en la Figura 5

\bar{M}_u = es el momento de las áreas de resistencia alrededor del tope de la pila

La longitud de diseño último (L), es la longitud más corta para la cual se satisfacen, simultáneamente (5.3.6) y (5.3.7).

5.3.3 Programa de computadora Caisson

El algoritmo de cálculo del programa Caisson, con el que se determina la longitud óptima de la pila, consiste en:

1. Incrementar la longitud de la pila hasta determinar un centro de rotación para el cual se cumple (en el límite) (5.3.6) y (5.3.7).
2. Con esta longitud (L) y centro de rotación, se calculan los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante a lo largo del fuste enterrado.
3. Se localiza el momento flexionante máximo M_{max} .
4. Con la combinación de este momento flexionante máximo y la fuerza axial, se diseña el refuerzo de la pila, usando el ACI-318-02.

La confiabilidad de la teoría estratificada puede basarse en las siguientes observaciones:

- a. Cuando esta teoría se usa para el caso de un solo estrato, da resultados similares a la teoría de Broms.

- b. La práctica en el presente es usar la teoría de Broms o el método de Hansen.

5.3.4 Rigidez de la pila

De acuerdo con Davisson, M.T. "Design of Deep Foundations for Tall Buildings Under Lateral Load", University of Illinois Bulletin, V.66, No. 78, Feb. 14, 1969, pp. 157-174

Si $L/R > 2$: la pila es rígida

Si $2 < L/R < 4$: la pila es semirígida

Si $L/R > 4$: la pila es flexible

Donde

$$R = \sqrt[4]{EI/K_s} \quad (5.3.8)$$

R = constante que define la rigidez de la pila

E = módulo de elasticidad del concreto = $15100\sqrt{f'_c}$, kg/cm²

I = momento de inercia de la pila = $\pi D^4/64$

K_s = módulo de reacción lateral del suelo = 0.8 (FS) q_{ult} , kg/cm³

q_{ult} = capacidad admisible a la compresión del terreno, kg/cm²

FS = factor de seguridad

Dependiendo del valor L/R se adoptará el método de diseño correspondiente, aunque en nuestro caso siempre consideraremos pilas rígidas.

5.3.5 Diseño estructural para pilas en postes

5.3.5.1 Diámetro mínimo de pila

El diámetro mínimo será el requerido por la geometría del círculo de anclas, el cual se determina con el diseño estructural del poste, utilizando el programa para computadora **Spole**, por ejemplo (ver Fig.5.3.1).

Fig.5.3.1

5.3.5.2 Diseño de refuerzo principal

El programa Caisson aplicado a postes diseña el refuerzo de la pila sometida a flexo-compresión. Si no se usa este programa se calculará como sigue:

La carga axial de compresión última será:

$$C_u = (W_p + C_p) 1.1$$

$$\text{Siendo } W_p = \frac{\pi D^3}{4} h \gamma_c$$

C_p = Carga de compresión última transmitida por el poste

Se usarán los diagramas de interacción para diseño de columnas de concreto reforzado del Instituto de Ingeniería, UNAM.

Se usará $f^*c = 0.8 f'c$; $f''c = 0.85 f^*c$; $F_R = 0.75$ (para flexo-compresión)

$$K = \frac{C_u}{F_R D^3 f'c}; \quad R = \frac{M_u}{F_R D^3 f'c}$$

Con el valor d/D , en donde $d = D\text{-rec}$

y para secciones circulares, se selecciona la gráfica correspondiente para $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

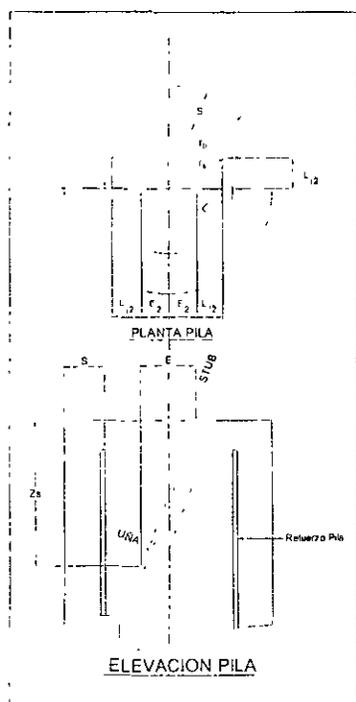
Con los valores K , R se determina el valor de q

$$q = p \cdot \frac{F_y}{f'c}; \quad p = \frac{f'c}{F_y} q = \frac{A_s}{bh}; \quad A_s = p \left(\frac{\pi D^2}{4} \right)$$

5.3.6 Diseño estructural para pilas en torres

5.3.6.1 Diámetro mínimo de pila

Para pila vertical, su diámetro mínimo será función de la pendiente, tamaño y longitud de anclaje del stub, así como del tamaño de los ángulos conectores (uñas), tratando de que las fuerzas axiales de compresión y tensión tengan una excentricidad mínima y por ende, que generen momentos flexionantes mínimos en el extremo superior de la pila (Fig.3.5.1).



Debe cumplirse: $r_s \leq r_p - s$

$$r_s^2 = \left(\frac{L}{\sqrt{2}} \right)^2 + \left(\frac{E/2 + L}{2} \right)^2 = L^2 + (E/2)^2 + EL/2$$

$$r_p = \sqrt{L^2 + (E/2)^2 + EL/2} + s$$

$$Luña = L_{stub}$$

Figura 5.3.1

5.3.6.2 Diseño de refuerzo a flexo-compresión

Con el programa Caisson se calculará el refuerzo necesario para esta condición de carga y se revisará este refuerzo para la combinación de flexo-tensión, de la siguiente manera:

5.3.6.3 A Flexo-tensión

Para pilas de torres la combinación de flexo-tensión es más crítica que la de flexo-compresión, por razones obvias (los momentos flexionantes y fuerzas axiales son del mismo orden en ambos casos, pero la tensión axial sólo la resiste el acero).

Se propone un método simplificado de diseño aceptando la validez del principio de superposición de causas y efectos. De esta manera, el refuerzo necesario por flexo-tensión será:

$$A_{ft} = \text{área total de refuerzo} = A_f + A_t \quad (5.3.9)$$

Siendo A_f = área del refuerzo necesario por flexión

A_t = área del refuerzo necesario por tensión directa

» **Refuerzo por flexión: A_f**

Se diseñará para el momento flexionante máximo (M_{max}) obtenido con el programa Caisson, el cual ya debe incluir el factor de carga adicional FC.

Aplicaremos el método de la sección transformada, considerando al refuerzo uniformemente distribuido y representado por un anillo de refuerzo a tensión de espesor t , según se aprecia en la Fig 5.3.2.

Fig. 5.3.2

El algoritmo de diseño del refuerzo es el siguiente:

a. Con el diámetro mínimo de la pila (inciso 5.3.6.1) determinar la posición del eje neutro de la sección transformada, sabiendo que:

D = diámetro de pila; $R = D/2$ = radio de pila

A_{tc} = área total de la sección circular = πR^2

t = espesor ficticio del anillo de refuerzo a tensión

α = ángulo que determina la posición del eje neutro

$\beta = \pi/2 - \alpha$

$n = E_s/E_c$

E_s = módulo de elasticidad del acero

E_c = módulo de elasticidad del concreto

A_s = área de refuerzo a tensión en el segmento S
 $= t S = t (\pi + 2 \beta) R_s$

r = distancia del centroide del refuerzo al borde de la pila

$$R_s = R - r; \quad k = R_s / R$$

$$\begin{aligned} \rho &= \text{cuantía de refuerzo a tensión} = A_s / A_{tc} & (5.3.10) \\ &= A_{tc} \rho / (\mathbb{N} + 2 \beta) k R \end{aligned}$$

$$A_o = \text{área del segmento } S_o \text{ de refuerzo} = t S_o = t \beta R_s$$

$$A_c = \text{área de concreto a compresión} = R^2 (\alpha - \text{sen } \alpha \cos \alpha)$$

$$\begin{aligned} B_c &= \text{Momento estático del área } A_c \text{ respecto al eje neutro} \\ &= R^3 (2/3 \text{ sen}^3 \alpha - \alpha \cos \alpha + \text{sen } \alpha \cos^2 \alpha) \end{aligned}$$

$$Y_c = \text{distancia del centroide de } A_c \text{ al eje neutro} = B_c / A_c$$

$$\begin{aligned} B_{s_o} &= \text{Momento estático de } A_o \text{ respecto al eje X} \\ &= t R_s^2 (1 - \cos \beta) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y_{s_o} &= \text{distancia del centroide de } A_o \text{ respecto al eje X} \\ &= B_{s_o} / A_o = k R_s (1 - \cos \beta) / \beta \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B_s &= \text{Momento estático de } A_s \text{ respecto al eje neutro} \\ &= 2 A_o (R \cos \alpha - Y_{s_o}) + A_{tc}/2 (2R_s/\mathbb{N} + R \cos \alpha) \end{aligned}$$

Sustituyendo:

$$B_s = t k R^2 (2 \beta \cos \alpha + 2 k \cos \beta + \mathbb{N} \cos \alpha)$$

Sustituyendo aquí a t :

$$B_s = \{A_{tc} / (\mathbb{N} + 2 \beta)\} R (2 \beta \cos \alpha + 2 k \cos \beta + \mathbb{N} \cos \alpha)$$

Para sección transformada, necesariamente: $n B_s = B_c$; y entonces

$$\{2 n \mathbb{N} k R^3 / (\mathbb{N} + 2 \beta)\} (2 \beta \cos \alpha + 2 k \cos \beta + \mathbb{N} \cos \alpha) \rho = B_c$$

Despejando:

$$\rho = B_c [(\mathbb{N} + 2 \beta) / (2 n \mathbb{N} k R^3)] / (2 \beta \cos \alpha + 2 k \cos \beta + \mathbb{N} \cos \alpha) \quad (5.3.11)$$

b. Momento resistente de la sección

Con los siguientes valores se determina el bloque de esfuerzos de compresión en el concreto:

$A_c = \text{área del bloque de esfuerzos}$

$$A_c = a b = \beta l c b$$

$$a = A_f F_y / (0.85 f'c \times b) < 0.75 a_b$$

$a_b = \text{altura del bloque de esfuerzos para sección balanceada}$

$$= 6117 d \beta_1 / (6117 + F_y)$$

$$A_c = R^2 (\alpha - \text{sen } \alpha \cos \alpha)$$

$$c = R (1 - \cos \alpha)$$

$$b = A_c / \beta_1 c$$

$$Y_s = 2R_s / 3 + R \cos \alpha$$

$$d = Y_s + c$$

$$Y_c = B_c / A_c$$

$$K \times a = c - Y_c = K \beta_1 c$$

$$K = (c - Y_c) / \beta_1 c = (1 - Y_c / c) / \beta_1$$

Por equilibrio de fuerzas: $C = T$

$$0.85 f'c \times a b = A_f F_y$$

$$a = A_f / (0.85 f'c \times b) < 0.75 A_b$$

Por equilibrio de momentos $M_r = M_d$

$$M_r = \phi A_f F_y (d - K a) = \phi A_f F_y \{d - K A_f F_y / (0.85 f'c \times b)\}$$

$$M_r = \phi A_f d F_y \{1 - K A_f F_y / (0.85 f'c \times b d)\} \quad (5.3.12)$$

Y como: $\rho = A_f / b d$;

Resulta $A_f = \rho b d \quad (5.3.13)$

Sustituyendo (5.3.12) en resulta finalmente:

$$M_r = \rho \phi b d^2 F_y \{1 - \rho K F_y / (0.85 f'c)\} \quad (5.3.14)$$

Expresión que determina el momento resistente de la sección circular sometida a flexión pura.

c. Diseño del refuerzo por iteraciones

Con la expresión (5.3.11) se calcula ρ para un valor propuesto de α , es decir para una posición del eje neutro, y con esta cuantía se calcula el momento resistente M_r de la sección (ec. 5.3.14), el cual se compara con el momento de diseño M_d de la pila, si resulta $M_r < M_d$ ó mucho mayor, se propone otro valor de α , se calcula ρ y con este el M_r correspondiente; se compara nuevamente con M_d y así sucesivamente hasta que M_r resulte muy cercano a M_d . Con el último valor de ρ se calcula A_f , sustituyendo en (5.3.13), y este a su vez en (5.3.9), nos proporciona el refuerzo total de la sección sometida a flexo-tensión.

d. El área total de refuerzo por flexión será:

$$A_f \text{ total} = 2 A_f$$

Se multiplica por dos para considerar flexión en dos sentidos

» El área de refuerzo por tensión será:

$$A_t = FC * T / (0.9 * F_Y)$$

y el área total de refuerzo: ~~$A_{ft} = 2 * A_f + A_t$~~

Si DVD = diámetro propuesto del refuerzo principal en dado, y

NV = número de varillas de área **as**, resulta:

$$NV = A_{ft} / a_s$$

NDV = número definitivo de varillas (por simetría)

5.3.6.4 Revisión a cortante

No obstante que la pila estará sometida a tensión axial significativa, se aceptará que el concreto si resiste cortante.

Se revisará para la fuerza cortante correspondiente a la combinación de flexo-compresión, ya que en este caso siempre es mayor que la de flexo-tensión:

El esfuerzo resistente por cortante es:

$$\zeta r = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'c}$$

y la fuerza cortante resistente:

$$VCR = \zeta r * D (D/2 - r)$$

Debiendo cumplirse: $VCR > VR$

5.3.6.4 Limitaciones del refuerzo

ρ_{min} = cuantía mínima : $0.8\sqrt{f'c}/F_y$

pero no menor que $14.5/F_y$

$$\rho_{max} \geq \rho \geq \rho_{min}$$

$$\text{en donde } \rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \frac{\beta_1 0.85 f'c}{F_y} \cdot \frac{6115}{6115 + F_y} = \frac{3900 \beta_1 f'c}{F_y(6115 + F_y)}$$

si $f'c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$: $\beta_1 = 0.85$

si $f'c > 280 \text{ kg/cm}^2$: $\beta_1 = 0.85 - \frac{(f'c - 280)}{70} \times 0.05$

Para $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$f'c$	β	P_{max}
200	0.850	0.0153
250	0.850	0.0191
300	0.836	0.0226
350	0.800	0.0252

5.3.6.5 Detalle del refuerzo

$GV = \text{Doblez de varilla} = \pi \cdot 1.75 \cdot DVD$
 $GRV = \text{Extensión recta de gancho}$
 $GRV = (D - AD) / 2 - r / 2 + DVD$
 $LVR = \text{Longitud recta de varilla}$
 $LVR = Z - 2r - 2 \cdot DVD - \pi \cdot 4 \cdot DVD$
 $LTVD = \text{Longitud total de varilla en dado}$
 $LTVD = GV + GRV + LVR$

5.3.6 Planos de diseño

En estos planos se incluye la siguiente información:

- » Tablas de dimensionamiento general, cantidades de material y dimensionamiento de refuerzo
- » Dibujos de dimensionamiento general y detalles de refuerzo
- » Localización de anclas en pilas
- » Notas generales

6. PILAS EN ROCA PARA POSTES

INDICE

- 6.1 Introducción
- 6.2 Objetivo
- 6.3 Especificaciones y Normas
- 6.4 Parámetros de diseño
- 6.5 Procedimiento general de diseño

6.1. INTRODUCCIÓN

Las cimentaciones en roca para postes troncocónicos de transmisión o de telecomunicación, se diseñarán utilizando pilas de concreto reforzado ancladas en el manto rocoso a una profundidad de desplante no menor de 20 cm (a partir del nivel del manto de roca sana) y con las siguientes alternativas de diseño:

- » Para capacidades admisibles del terreno a compresión, mayores a 25 ton/m²
- » Para reacciones correspondientes al nivel *elegido* del poste
- » Para pilas con alturas mínimas, correspondientes a la longitud de las anclas de conexión poste - placa de base - pila
- » Para diámetros mínimos de pila, determinados por la geometría del círculo de anclas del poste, diámetro de la placa de base, y dimensiones del refuerzo y recubrimiento del mismo. Todas estas dimensiones se obtendrán del diseño estructural del poste.

FIGURA 6.1

- » Para varios arreglos de anclas de fricción

6.2 OBJETIVO

Proporcionar las dimensiones de la cimentación y las varillas de fricción necesarias y suficientes para resistir íntegramente las cargas últimas de compresión, momento y cortante, que el poste transmite a la cimentación, teniendo como límite: la presión admisible de la roca, la tensión admisible de las anclas de fricción, la estabilidad de la cimentación y las resistencias últimas de los materiales de construcción (concreto y acero de refuerzo), aplicando las normas siguientes:

6.3 ESPECIFICACIONES Y NORMAS

- » CFE JA100-64 Diseño de cimentaciones para Líneas de Transmisión
- » CFE C0000-43 Estudios geotécnicos para estructuras de Líneas de transmisión
- » CFE C0000-42 Anclas de fricción para cimentaciones
- » CFE J6100-54 Postes metálicos para Líneas de Transmisión y transformación

- » Manual de CFE-1993 Manual de Diseño de Obras Civiles
- » ACI 318-2002 Reglamento de las construcciones de concreto reforzado
- » IEEE Guide for Transmission Structure Foundation Design and Testing (IEEE Std. 691-2001)

6.4 PARÁMETROS DE DISEÑO

Q_a = Presiones admisibles de roca

γ_c = Peso volumétrico del concreto

f'_c = Resistencia a compresión del concreto = 250 kg/cm²

F_y = Esfuerzo en el límite de fluencia del acero de refuerzo y anclas de fricción = 4200 kg/cm²

6.5 PROCEDIMIENTO GENERAL DE DISEÑO

DATOS: D, Z, AC, AB, HP, C, Vx, Vy, Mx, My, Mtor, qult, γ_c , f'_c , F_y , Es.

FIGURA 6.4.1

6.5.1 Elementos mecánicos de diseño (*factorizados*)

Las acciones que la estructura trasmite a la cimentación se obtienen del análisis estructural del poste, utilizando el programa Spole (por ejemplo), y son: C, Vx, Vy, Mx, My y Mtor, las cuales **deben incluir los factores de carga correspondientes**.

La fuerza de compresión total C_u será:

$$C_u = C + W_c + W_r \quad (6.5.1)$$

W_c = peso total de la cimentación

W_c = peso del relleno arriba de la base de cimentación (si la hubiera)

La fuerza cortante resultante V_u será:

$$V_u = \sqrt{V_x^2 + V_y^2} \quad (6.5.2)$$

Las fuerzas cortantes (V_x , V_y) generan los siguientes momentos en la base de la cimentación:

$$M_{xv} = V_y (Z-h/2) \quad (6.5.3)$$

$$M_{yv} = V_x (Z-h/2) \quad (6.5.4)$$

$$M_{xr} = \sqrt{(M_x + M_{xv})^2} \quad (6.5.5)$$

$$M_{yr} = \sqrt{(M_y + M_{yv})^2} \quad (6.5.6)$$

El momento total M_u será:

$$M_u = \sqrt{(M^2_{xr} + M^2_{yr})} \quad (6.5.7)$$

El momento de torsión M_{tor} se desprecia, dado que normalmente es nulo o muy pequeño y en todo caso se resiste por apoyo directo de la base de cimentación en el manto rocoso.

6.5.2 Revisión de presiones efectivas máximas (σ_{em})

La revisión de presiones efectivas máximas en roca se hará para la combinación más crítica de C_u , y M_u , según se muestra en la Fig. 6.2 y usando las expresiones (6.5.1) y (6.5.7)

6.5.2.1 Distribución de presiones

Existen dos alternativas de distribución de presiones:

A1. Cuando la compresión vertical total máxima C_u cae dentro del núcleo central de la sección de la base del pedestal, es decir:

$$e_x, e_y \leq B/6$$

Esto significa que la distribución de presiones corresponde al caso 5 indicado en la Tabla 3.1

Siendo:

$$\text{Para } \sum M_x = 0: C_u * e_y = M_{xr}$$

$$\text{De donde resulta } e_y = M_{xr} / C_u \quad (6.5.8)$$

$$\text{Para } \sum M_y = 0: C_u * e_x = M_{yr}$$

$$\text{De donde resulta } e_x = M_{yr} / C_u \quad (6.5.9)$$

En este caso las presiones efectivas máximas se determinaran aplicando la fórmula de la escuadría a la flexión con la sección total de la base cuadrada de la cimentación, es decir:

$$\sigma_{em} = C_u/B^2 + 6(M_{xr} + M_{yr})/B^3 \leq 1.1 \cdot q_{ult} \quad (6.5.10)$$

Evidentemente, en esta alternativa de diseño las anclas no resisten tensión alguna.

A2. Cuando la compresión vertical total máxima C_u cae fuera del núcleo central de la sección de la base del pedestal, es decir:

$$e_x, e_y > B/6$$

Esto significa que la distribución de presiones corresponde a cualquiera de los casos 1, 2, 3 o 4 indicados en la Tabla 3.1 y por lo tanto las anclas también contribuirán a resistir los momentos indicados en (6.5.5) y (6.5.6)

De esta manera, las presiones efectivas máximas se determinaran aplicando la fórmula de la escuadría a la flexión con la **sección transformada** de la base de la cimentación, es decir, considerando la acción simultánea de una parte de la sección de concreto apoyada en el manto rocoso, a compresión, y de algunas anclas sometidas a tensión. Para resolver esta alternativa de análisis haremos las siguientes simplificaciones:

$$M_r = M_u = \sqrt{M_{xr}^2 + M_{yr}^2} \quad (6.5.11)$$

De aquí en adelante el procedimiento de diseño es el mismo que para pilas en roca para torres, hasta lo indicado en el inciso 4.6.4.

6.5.3 Geometría general

FIGURA

6.5.4 Diseño de la pila

6.5.4.1 Diámetro mínimo de pila

El diámetro mínimo será el requerido por la geometría del círculo de anclas, el cual se determina con el diseño estructural del poste, utilizando el programa para computadora **Spole**, por ejemplo, (ver Fig.5.3.1).

Fig.5.3.1

6.5.4.2 Diseño del refuerzo principal en la pila

Los elementos mecánicos de diseño serán: C_u y M_u

Se usarán los diagramas de interacción para diseño de columnas de concreto reforzado del Instituto de Ingeniería, UNAM.

Se usará $f^*c = 0.8 f'c$; $f''c = 0.85 f^*c$; $F_R = 0.75$ (para flexo-compresión)

$$K = \frac{C_u}{F_R D^2 f'c}; \quad R = \frac{M_u}{F_R D^3 f'c}$$

Con el valor d/D , en donde $d = D - \text{rec}$

y para secciones circulares, se selecciona la gráfica correspondiente para $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Con los valores K , R se determina el valor de q

$$q = p \cdot \frac{F_y}{f'c}; \quad p = \frac{f'c}{F_y} q = \frac{A_s}{bh}; \quad A_s = p \left(\frac{\pi D^2}{4} \right)$$

6.5.4.3 Revisión a cortante

Se revisará para la fuerza cortante resultante V_u :

El esfuerzo resistente por cortante es:

$$\zeta_r = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'c}$$

y la fuerza cortante resistente:

$$VCR = \zeta_r * (D - \text{rec}) * D$$

Debiendo cumplirse: $VCR > V_u$

6.5.4.4 Longitud de desarrollo de anclas de fricción dentro de la pila y altura mínima de esta.

De acuerdo con los incisos 12.1 y 12.2 del Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (ACI 318-02) la longitud de desarrollo de una varilla corrugada del #8 ($d_b = 2.54$) será:

$$L_d = 0.283 (F_y / \sqrt{f'c}) d^2 b / 10 = 0.0283 (4200 / 7) 2.54^2 = 109.5 \text{ cm}$$

Esto implica que la altura de la pila (Z) no deberá ser menor a:

$$Z_{min} = (Ld + r) \approx (110+5) \approx 115, \text{ cm}$$

6.5.4.5 Revisión de estabilidad

Dada la existencia de anclas de fricción, el momento de volteo es resistido por la tensión en anclas y por la compresión en el concreto y si esta tensión y compresión no rebasan sus valores admisibles, implícitamente la cimentación es estable.



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

CENTRO DE INVESTIGACIÓN Y
DESARROLLO DE EDUCACIÓN EN LÍNEA
(CIDEL)

MATERIAL ANEXO

CURSO
DISEÑO DE CIMENTACIONES

CV123

DEL 28 DE NOVIEMBRE AL 02 DE DICIEMBRE DEL 2005

Instructor:
Ing. Juan José Camarena

COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD

DISEÑO DE CIMENTACIONES CON ZAPATAS AISLADAS

ELABORO : JUAN J. CAMARENA H./ FECHA:25 NOV. 2005

PROYECTO : L.T. TESISTAN ZAPOTLANEJO

ESTRUCTURA : TORRE 4CR1 NIV.+15, DADO CORTO

COMBINACION DE CARGA : NORMAL CON VIENTO MAXIMO

1. DEFINICIONES Y PARAMETROS DE DISEÑO

	DATOS	UNIDAD
	RESULTAD.	
PC: carga axial de compresión factorizada	96362	kg
VXC: carga horiz.transversal factorizada, combinada con compresión	22104	kg
VYC:carga horiz.longitudinal factorizada, combinada con compresión	18075	kg
PT: carga axial de tensión factorizada	81686	kg
VXT: carga horizontal transversal factorizada, combinada con tensión	18898	kg
VYT:carga horizontal longitudinal factorizada, combinada con tensión	15397	kg

FC: factor de carga adicional al de cargas últimas	1.1	
FAP: factor amplificador de presión admisible del suelo	1.3	
FPC: resistencia especificada a compresión del concreto	250	kg/cm ²
FY: esfuerzo en el limite fluencia del refuerzo	4200	kg/cm ²
PVC: peso volumétrico del concreto	10.0024	kg/cm ³
PVS: peso volumétrico del suelo saturado	0.0016	kg/cm ³
PVSs: peso volumétrico del suelo sumergido	0.0006	kg/cm ³
QA: capacidad admisible a compresión del suelo	1.5	kg/cm ²
BETA = ángulo de arrancamiento del cono de falla	15	grados
BETA = ángulo de arrancamiento del cono de falla	0.26179939	radianes

Geometría torre

AB: ancho base piramidal	19.6	m
AC: ancho cintura piramidal	4.2	m
HP: altura piramidal	41	m

B: ancho de zapata propuesto	300	cm
PZ: peralte zapata	40	cm
Z: profundidad de zapata en suelo	350	cm
Zo: altura del dado arriba del nivel natural del terreno	30	cm

ALA: tamaño del ángulo del stub	15.2	cm
LS: longitud de anclaje del stub	148.1	cm
XC: distancia centroidal del stub	4.3	cm
KE: fracción exc.sup.lomo stub respecto centro dado (1.0 o 0.5)	0.5	
DVD: diámetro propuesto del refuerzo principal del dado	1.905	cm
DE: diámetro de estribos en dado	1.27	cm
DB: distancia al borde del refuerzo principal	5	cm
SSR: separación mínima entre stub y refuerzo principal	5	cm

2. REVISION DE PRESIONES POR FLEXOCOMPRESION

α : pendiente pata = $\text{angtan}(2 \cdot \text{HP}/(\text{AB}-\text{AC}))$	1.38515387
$\beta = \pi/2 - \alpha$	0.18564246

ADM: ancho mínimo de dado = $2*(ALA + DB + DVD + SSR)$	54.21 cm
AD: ancho definitivo del dado	55 cm
E = Excent.de prolongación stub en la base de zapata = $Z / \tan \beta$	65.73 cm
MXC: momento X en la base de zapata generado por la carga horiz. VYC y por la excentricidad E de la compresión PC, respecto al eje X	
$MXC = ABS(PC * E - VYC * (Z - Zo))$	549874 kg-cm
MYC: momento Y en la base de zapata generado por la carga horiz. VXC y por la excentricidad E de la compresión PC, respecto al eje Y	
$MYC = ABS(PC * E - VXC * (Z - Zo))$	739405 kg-cm
VZA: volado de zapata = $(B - AD) / 2$	122.5 cm
VC: vol.total de ciment = $B^2 PZ + AD^2 * (Z + Zo - PZ)$	4628500 cm ³
VR: vol.del relleno arriba de la zapata = $Z * B^2 - VC + Zo * AD^2$	26962250 cm ³
WC: peso de cimentación = $VC * PVC$	11108 kg
WR: peso de relleno = $VR * PVS$	43139 kg
CMAX: carga máxima de compresión = $PC + WC + WR$	150609 kg
Despreciando el empuje pasivo del suelo:	
ECX: excentricidad de CMAX = $MXC / CMAX$	3.651 cm
ECY: excentricidad de CMAX = $MYC / CMAX$	4.909 cm
ANC: mitad del ancho de núcleo central de la base de la zapata = $D / 6$	50 cm
Si ECX y $ECY \leq ANC$: toda la base está a compresión (no hay sección reducida. En este caso: P _{MAX} = Presión máxima en el suelo será igual a:	
$P_{MAX} = CMAX / B^2 + 6 * (MXC + MYC) / B^3$	1.95 kg/cm ²
$P_{MAX} < FAP * QA =$	1.95 kg/cm ²
Si $ANC < ECX$ y $ECY < B/2$ no toda la base está a compresión y entonces aplica el método de la sección reducida.	
Siendo $EC = \sqrt{ECX^2 + ECY^2}$	cm
La presión máxima será:	
$P_{MAX} = (4/3) * [CMAX / (B - 2 EC)]$	kg/cm ²
debiendo ser $P_{MAX} \leq FAP * QA$	kg/cm ²
3. REVISION AL ARRANCAMIENTO	
Siendo:	
VCO = volumen del cono de suelo arriba de la zapata	
$VCO = B^2 Z + 2B * Z^2 \tan \beta + (\pi/3) Z^3 \tan^2 \beta - VC$	49789339 cm ³
WCO = peso del cono de suelo arriba de la zapata = $VCO * PVS$	79662 kg
WC + WCO	90770 kg
$CST = (WC + WCO) / PT \geq CSTA$	1.11
CSTA = coeficiente de seguridad al arrancamiento admisible	1.1

4. REVISION DE ESTABILIDAD

Revisarémos sólo para la combinación de flexo-tensión por obvia razón

Los coeficientes de seguridad a volteo, correspondientes serán:

$$C_{sx} = [(Wc + W_{cono})B/2 + V_y(Z+Z_o) + M_{rep}] / PT(B/2 + e_y) \geq CSVA \quad 1.16$$

$$C_{sy} = [(Wc + W_{cono})B/2 + V_x(Z+Z_o) + M_{rep}] / PT(B/2 + e_x) \geq CSVA \quad 1.24$$

$$\text{Coeficiente de seguridad admisible a volteo : } CSVA = 1.1$$

5. DISEÑO ESTRUCTURAL

Se aplicará el método de diseño de resistencia última, en donde un elemento estructural sometido a diversas combinaciones de las cargas de servicio multiplicadas por un factor de carga, se selecciona de tal manera que las fuerzas en el elemento no excedan las resistencias últimas especificadas.

5.1 Diseño del dado

5.1.1 Refuerzo principal

En este caso diseñaremos sólo para la combinación de flexo-tensión ya que es más crítica que la de flexo-compresión, por razones obvias (los momentos flexionantes y fuerzas axiales son del mismo orden en ambos casos, pero la tensión axial sólo la resiste el acero de refuerzo)

Este refuerzo se determinará en la sección crítica del dado, es decir, justo donde se une a la zapata

$$\text{MXTD : momento flexionante X, con factor de carga adicional, en la sección crítica del dado : } MXTD = ABS(PT \cdot E - VYT \cdot ZD) \cdot FC \quad 147664 \text{ kg-cm}$$

$$\text{MYTD: momento flexionante Y, con factor de carga adicional, en la sección crítica del dado : } MYTD = ABS(PT \cdot E - VXT \cdot ZD) \cdot FC \quad 1161709 \text{ kg-cm}$$

$$\text{Para simplificar el diseño usaremos un momento resultante MRED igual a: } MRED = \sqrt{(MXTD^2 + MYTD^2)} \quad 1171056 \text{ kg-cm}$$

$$RU = MRED / (0.85 \cdot (AD - DB) \cdot AD^2) \quad 9.10884589$$

ρ = cuantía necesaria de acero de refuerzo

$$\rho = (0.85 \cdot FPC / F_y) \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot RU / (0.85 \cdot FPC)}) \quad 0.00221736$$

$$\rho_{min} = \text{cuantía mínima : } 0.8 \sqrt{f_c} / F_y \quad 0.00301169$$

pero no menor que $14.5/F_y$		0.00345238	
p_{max} = cuantía máxima de acero de refuerzo a flexión		0.015	
ρ diseño =		0.00345238	cm ²
El área de refuerzo por flexión será $AFLEX = 2 \cdot \rho \cdot (AD - DB) \cdot AD$		18.98	
Se multiplica por dos para considerar flexión en dos sentidos			
El área de refuerzo por tensión será: $ATEN = FC \cdot PT / (0.9 \cdot F_Y)$		23.77	cm ²
y el área total de refuerzo: $AT = AFLEX + ATEN$		42.75	cm ²
DVD = diámetro propuesto del refuerzo principal en dado		1.905	cm
NV = número de varillas		15	
NDV = número definitivo de varillas (por simetría)	16		# 6
GV = Doblez de varilla = $\pi \cdot 1.75 \cdot DVD$		10.47	cm
GRV = Extensión recta de gancho = $(B-AD)/2 - GV$		112.03	cm
LVR = Longitud recta de varilla = $Z - 2DB - 2 \cdot DVD - \pi \cdot 4 \cdot DVD$		312.25	cm
LTVD = Longitud total de varilla en dado = $2GV + GRV + LVR + 12DVD$		468	cm
5. 1.2 Refuerzo por cortante			
» Refuerzo necesario			
Como el dado está sujeto a fuerza de tensión significativa el refuerzo por cortante se diseñará para resistir el cortante total VR, que será igual a:			
$VR = FC \cdot \sqrt{(V_{XC}^2 + V_{YC}^2)}$		31408	kg
El área de acero a cortante Av será:			
$Av = 2 \cdot (\pi/4) \cdot DE^2$		2.53	cm ²
La separación de estribos de área Av será:			
$S = Av \cdot F_Y (AD-DB)/VR$		16.91	cm
» Refuerzo transversal mínimo para confinamiento			
Dv = diámetro de la varilla de refuerzo	# 8	2.54	cm
dv = diámetro de estribos	# 4	1.27	cm
AD = dimensión de dado		55	cm
La separación de los estribos no excederá ninguno de los valores siguientes			
$S1 = (850 / \sqrt{F_y}) \cdot Dv$		33	cm
$S2 = 48 \cdot dv$		60	cm
$S3 = AD / 2$		27.5	cm
Se colocaran estribos	# 4 @	17	cm
El primer estribo se colocará a no más de 10 cm. del paño exterior del dado			

5.2 Diseño de zapata

5.2.1 Revisión del peralte por cortante

Para el diseño estructural de la zapata se descontará a la presión de diseño

P_{MAX} la presión generada por WS más W_c sin el dado:

$$\gg Q = \text{Presión de diseño} = P_{MAX} - (WS + WC - WDADO) / B^2 \quad 1.374 \text{ kg/cm}^2$$

La resistencia a cortante del concreto estará regida por la más severa de las dos condiciones siguientes:

» Como viga ancha

$$d = \text{peralte efectivo} = PZ - DB \quad 35 \text{ cm}$$

$$A_v = \text{área tributaria por cortante} = B \left[\frac{B - AD}{2} - d \right] \quad 26250 \text{ cm}^2$$

$$V_v = \text{fuerza cortante de diseño} = A_v \cdot Q \quad 36067 \text{ kg}$$

V_{cr} = fuerza cortante que resiste el concreto como "viga ancha":

si se cumplen las siguientes condiciones, independientemente de la cuantía de refuerzo:

$$\gg \text{el ancho } B \geq 4 \cdot d; \quad 4 \cdot d = \quad 140 < B$$

$$\gg \text{el peralte efectivo } d \leq 60 \text{ cm} \quad \text{SI}$$

$$\gg \text{la relación } R = MRED / (V_v \cdot d) \leq 2.0 \quad R = \quad 0.927683 < 2.0$$

$$V_{cr} = 0.53 F_{rc} \cdot B \cdot d \sqrt{f \cdot c}; F_{rc} = 0.85 \quad 70558 \text{ kg}$$

$$d \text{ necesario por diseño} = (B - AD) / (2 - 0.9 \sqrt{FPC/Q}) \quad 19.82 \text{ cm}$$

V_{cr} > V_v: el peralte h propuesto es aceptable

» Acción en dos direcciones (por penetración)

$$\text{Si} \quad V_u = [B^2 - (d + AD)^2] Q \quad 112530 \text{ kg}$$

V_c = fuerza cortante resistente

$$V_c = A_v \cdot F_c \cdot F_{rc} \sqrt{f \cdot c} = [4 \cdot (d + AD) \cdot d] \cdot F_c \cdot F_{rc} \sqrt{f \cdot c} \quad 186273 > V_u$$

$$k = 3.74 \sqrt{FPC/Q} \quad 43.0382767$$

$$m = (2 + k) \cdot AD / (1 + k) \quad 56.2489135$$

$$n = (B^2 - AD^2) / (1 + k) \quad 1974.98645$$

Resulta: $d^2 + m \cdot d - n = 0$; resolviendo:

$$d \text{ necesario} = -m/2 + \sqrt{(m/2)^2 + n} \quad 24.46 \text{ cm}$$

$$PZ \text{ necesario} = d_{\text{necesario}} + DB \quad 29.46 > PZ$$

$$\text{Como } V_c > V_u: \text{ el peralte } PZ \text{ propuesto es aceptable} \quad PZ = \quad 40 \text{ cm}$$

5.2.2 Diseño del refuerzo

» En el lecho inferior.

El refuerzo Asi requerido en el lecho inferior estará dado por $A_{si} = pbd$ y se determinará como sigue:

$$M_u = \text{momento resistente} = \phi f b d^2 FPC q (1 - 0.59 q)$$

$$q = pF_y / FPC$$

$$\phi f = \text{factor de reducción de resistencia por flexión} \quad 0.9$$

Ahora si:

$$R_{ui} = M_u / (\phi f \cdot b \cdot d^2), \text{ resulta}$$

$$R_{ui} = FPC \cdot q - 0.59 q^2, \text{ de donde}$$

$$q^2 - 1.7 q + 1.7 R_{ui} / FPC = 0; \text{ resolviendo:}$$

$$q = 0.85 [1 - \sqrt{(1 - 2R_{ui} / 0.85 FPC)}]$$

$$\rho = \text{porcentaje de refuerzo necesario} = (FPC / F_y) q$$

$$\rho = (0.85 FPC / F_y) [1 - \sqrt{(1 - 2R_{ui} / 0.85 FPC)}] \quad (5.2.2.1) \quad 0.00251135$$

Y siendo:

M_{fi} = momento flexionante actuante en el lecho inferior

$$M_{fi} = FC[(B-AD)^2 / 8]Q$$

Deberá cumplirse $M_u \geq M_{fi}$

Haciendo $M_u = M_{fi}$, resulta

$$R_{ui} = (FC / \phi f) [(B - AD)^2 / (8 d^2)] Q \quad 10.2859167$$

Que sustituido en (5.2.2.1) nos determina a ρ

Finalmente, siendo:

$$\phi = \text{diámetro de una varilla de refuerzo} \quad \# 6 \quad 1.9 \quad \text{cm}$$

$$a_s = \text{área de una varilla} = \pi \phi^2 / 4 \quad 2.83 \text{ cm}^2$$

S_i = separación de una varilla de área a_s , resulta

$$S_i = a_s / \rho d \quad 32 \text{ cm}$$

» En el lecho superior

Considerando que para la combinación de carga C, V_x , V_y , la distribución de presiones siempre corresponde al caso 5, entonces para esta combinación de carga no se genera tensión por flexión en el lecho superior de la zapata. De esta manera, solo para la combinación T, V_x , V_y , se generará tensión por flexión en el lecho superior. Despreciando el efecto de V_x y V_y la presión de diseño P_t , será:

$$P_t = T / (B^2 - AD^2) \quad 0.939$$

y con este valor se determinará el refuerzo necesario, de igual forma que para el lecho inferior, sustituyendo previamente a Q por P_t . Entonces resulta:

$$R_{us} = (FC / \phi f) [(B - AD)^2 / (8 d^2)] P_t \quad 7.02945833$$

$$\rho = (0.85 FPC / F_y) \sqrt{(1 - 2R_{ui} / 0.85 FPC)} \quad (5.2.2.1) \quad 0.00170232$$

Finalmente, siendo:

$$\phi = \text{diámetro de una varilla de refuerzo} \quad \# 5 \quad 1.59 \quad \text{cm}$$

$$a_s = \text{área de una varilla} = \pi \phi^2 / 4 \quad 1.98 \text{ cm}^2$$

S_s = separación de una varilla de área a_s , resulta

$S_s = a_s / \rho d$ 33 cm

» Limitaciones del refuerzo

Las cantidades mínimas y máximas de refuerzo estarán dadas por

$$P_{max} \geq \rho \geq P_{min}$$

Para $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$f'c$	β	P_{max}
200	0.85	0.0153
250	0.85	0.0191
300	0.836	0.0226
350	0.8	0.0252

$$P_{min} = 0.0018 \text{ si } F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{min} = 7.56/F_y \text{ si } F_y > 4200 \text{ kg/cm}^2$$

La separación máxima del refuerzo mínimo no excederá tres veces el espesor de la zapata ni 45 cm.

Colocación final del refuerzo :

» en lecho inferior ambas direcciones	# 6 @	32	cm
» en lecho superior ambas direcciones	# 5 @	33	cm