



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**PLATAFORMAS MARINAS FIJAS  
EN ARCILLAS**

**T E S I S**

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**P R E S E N T A :**

**JUAN CARLOS ZAMUDIO VEGA**

**México, D. F.**

**1988**



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

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

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

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

## INDICE

|  |    |
|--|----|
| I.- Introducción                         | 1  |
| II.- Factores que afectan la cimentación | 4  |
| Factores del Suelos                      |    |
| A)Propiedades indice                     |    |
| B)Parámetros de resistencia              |    |
| C)Compresibilidad                        |    |
| D)Permeabilidad                          |    |
| E)Suelos transportados                   |    |
| F)Cementación natural                    |    |
| G)Sobreconsolidación                     |    |
| Factores del Pilote                      |    |
| A)Diseño en suelos no homogéneos         |    |
| B)Efecto de la longitud                  |    |
| C)Efecto de carga a tensión              |    |
| D)Efecto de la carga cíclica axial       |    |
| E)Efecto de taponamiento                 |    |
| III.- Criterios de capacidad             | 34 |
| Fundamentos y mecanismos                 |    |
| Método de Tomlinson                      |    |
| Método A.P.I.                            |    |
| Método de D'Appolonia,E                  |    |
| Método Lambda de Vijayvergiya y Focht    |    |
| Método de Burland                        |    |
| Otros métodos                            |    |
| IV.- Tipos de pilotes                    | 64 |
| Pilote de madera                         |    |
| Pilote de acero de sección "H"           |    |

Pilotes precolados

Pilotes precolados y presforzados

Pilotes precolados y no presforzados

Pilotes compuestos

Pilotes de columna barrenada

Pilotes de acero sección tubular

V.- Nuevas perspectivas

84

A)Teorías de capacidad

B)Teoría de expansión de una cavidad

C)Teoría de continuidad en la penetración

D)Teoría de la historia de deformaciones

E)Teoría de la penetración continua de una cuña activa

F)Teoría de la penetración del cono

F.1)Programa de pruebas

F.2)Desarrollo de la prueba del cono

VI.- Conclusiones

137



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA

## CAPITULO I

### INTRODUCCION

El presente trabajo es un esfuerzo por reunir lo más relevante que hasta la fecha se ha hecho en la geotecnia aplicada a las estructuras costa-fuera, obteniéndose así una fuente de información y experiencias de diversas partes del mundo de manera práctica y fehaciente, dirigidas a todas aquellas personas que de alguna manera tienen que ver con el diseño de cimentaciones para plataformas marinas fijas, las cuales pueden hacer uso de esta información de tal forma que les permita ampliar su conocimiento, experiencias y principalmente tomen en cuenta aquellas características del suelo que hasta la fecha no se tenía certeza de su intervención.

Primeramente, se enuncian algunas de las principales propiedades índice y mecánicas obtenidas de los suelos marinos mediante pruebas de laboratorio y campo, lo cual permite tener una idea del tipo de suelo que se encuentra bajo los océanos a comparación de los del continente, recordando así las bases que deben seguirse para desarrollar procesos más sofisticados de investigación y análisis. Asimismo, se enuncian aquellas características que afectan la cimentación basadas en su mayoría en registros de campo, obtenidos tanto en el mar del Norte como en el Golfo de México, en la parte correspondiente a la Unión Americana; características que no sólo dependen del suelo y su estratigrafía, sino también del tipo de cimentación, así como de la longitud de penetración.

Enseguida, se describen los principales criterios de capacidad empleados y desarrollados expofeso para las estructuras costa-fuera, esto es, como producto de investigaciones patrocinadas por diversas compa-



UNIVERSIDAD NACIONAL  
DE CHILE

ñas petroleras, en los cuales se observa como la sola intervención de la resistencia al corte del suelo para evaluar la capacidad axial puede resultar con valores muy conservadores, así como la necesidad de establecer el grado de consolidación para los suelos plásticos y finalmente el efecto que se produce por el remoldeo del suelo.

Por otra parte, en el antepenúltimo capítulo, se tratan los principales tipos de pilotes que se emplearon en los inicios de las estructuras costa-fuera, así como los que actualmente se siguen utilizando, enunciando en todos ellos sus características, ventajas y desventajas. Para los pilotes tubulares en acero, siendo estos los de uso más común en las plataformas marinas fijas, se mencionan algunos procedimientos de fabricación y las principales condiciones en esfuerzos que se presentan en el tubo como elemento estructural durante su hincado del cual se mencionan las especificaciones que debe cumplir.

En el capítulo correspondiente a nuevas perspectivas, el autor de esta tesis tiene como finalidad el presentar un panorama actual de la investigación geotécnica, mediante la aplicación del cono tipo holandés el cual no únicamente proporciona la resistencia al corte sino la variación de la presión de poro, efecto que evidentemente refleja la condición del hincado de un pilote.

Lo descrito es este capítulo, teoría y gráficas forman parte de un vasto programa de investigación que actualmente se realiza en la Unión Americana en cooperación del Instituto Tecnológico de Massachusetts y el gobierno de los Estados Unidos de Norte América.

Las pruebas realizadas fueron llevadas a cabo en tres distintas zonas de la Unión Americana, en las cuales se presentan tres distintos tipos de suelos, lo que elimina la posibilidad de ser una solución particular y aún dentro de cada zona permite confirmar la funcionalidad del cono



UNIVERSIDAD NACIONAL  
DE LA REPÚBLICA  
ORIENTAL

mediante la ejecución de más de un ensaye.

Finalmente en el último capítulo se realizan una serie de comentarios y recomendaciones referentes a las propiedades de los suelos, como también de los criterios de capacidad; pero principalmente a los sistemas de muestreo y a la aplicación de un nuevo método de exploración con el cual se pretende mostrar la versatilidad de un instrumento de medición para ensayos a escala real, a la vez de presentar otro enfoque que permita un mejor entendimiento del comportamiento de los suelos, proporcionando otra herramienta que permita diseñar las cimentaciones con una mayor eficiencia.



VENEZUELA  
REPUBLICA  
BOLIVARIANA  
DE  
VENEZUELA

## CAPITULO II

### FACTORES QUE AFECTAN LA CIMENTACION

Los suelos marinos a comparación de los del continente no difieren en mucho, sin embargo se tienen algunas características propias como se verá en las siguientes líneas. En general su diagénesis es menos antigua que la de los suelos continentales, no obstante, existen algunas excepciones como los suelos que se encuentran entre Reino Unido y Noruega.

En lo que a tipos de suelo se refiere se tienen comúnmente arenas calcáreas y en la zona de aguas profundas se presentan frecuentes intercalaciones de arcilla y arenas, sin embargo el suelo marino se encuentra 100% saturado, lo que permite simplificar los problemas de mecánica de suelos.

Al extraer las muestras, éstas sufren una descompresión por lo cual se desprenden algunos gases que se encuentran en el suelo, efecto que se hace más notorio en los suelos yacientes en los deltas de los ríos, el cual altera sus propiedades in situ. De lo anterior, podemos decir que la mecánica de suelos marinos no difiere en forma radical a la de la costa, empero, debido a las condiciones del medio ambiente da origen a circunstancias que siempre deben tenerse en mente en el análisis y diseño de las estructuras fuera de costa.

#### FACTORES DEL SUELO :

A continuación, se enunciarán aquellas características del suelo que permiten conocer su comportamiento, obtenido en base a distintos ensayos en cuya interpretación debe tenerse en cuenta que el suelo, a comparación de los otros materiales con los cuales se tiene contacto en la



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

ingeniería práctica, sus propiedades varían tanto en dirección vertical como horizontal (anisotropía), las cuales cambian a través del tiempo, siendo este último un factor que no se toma muy en cuenta y que puede provocar cambios que en ocasiones son de considerables consecuencias.

#### A) PROPIEDADES INDICE :

##### Contenido de Agua ( $w$ ) :

En el caso de los suelos cohesivos, el cambio en el contenido de agua afecta su plasticidad, así como su resistencia al corte ya que aquel altera su consistencia variando de suave a rígida según decrezca, cambio que se verá reflejado en la presión de poro, ocasionado por causas externas, que bien pueden ser incrementos o decrementos de carga, bombeo, etc; por otra parte, debe recordarse que el contenido de agua de un suelo varía considerablemente en función del grado de consolidación como se observa en la siguiente lista para suelos marinos.

|  |             |
|--|-------------|
| Arcillas muy rígidas :   | 10% a 15%   |
| Arcillas preconsolidadas (Mar del Norte) :                                   | 20% a 25%   |
| Arcillas normalmente consolidadas :  | 30% a 60%   |
| Arcillas blandas altamente cohesivas (similares a las del Valle de México) : | $\leq$ 200% |

##### Límites de Atterberg (LL, LP y IP) :

Un suelo cohesivo, dependiendo de su contenido de agua presenta varios estados: sólido, semisólido, plástico, semilíquido y líquido.



Sólido      Semisólido      Plástico      Semilíquido      Líquido

Límite de      Límite      Límite      Límite de  
Contracción      Plástico      Líquido      Fluidez

Su utilidad radica en poder determinar el tipo de suelo así como sus propiedades, lo cual puede efectuarse de manera sencilla y rápida, seleccionándose así muestras para ensayos más sofisticados.

En general, los límites de Atterberg son obtenidos de suelos cuya fracción es menor de 0.4mm, asimismo y por definición, el límite líquido (LL) es el contenido de agua arriba del cual el suelo se comporta como un semilíquido y fluye por peso propio en tanto que el límite plástico (LP) es el contenido de agua abajo del cual el suelo pierde su plasticidad y se comporta frágilmente.

Por otra parte, se tiene que el índice plástico (IP), es mayor para los suelos arcillosos, que para aquellos que no lo son; por lo que para suelos poco plásticos el  $IP \leq 10\%$  y para los suelos altamente arcillosos  $IP \geq 30\%$ ; en la siguiente lista se exponen algunos valores para suelos marinos correspondientes a la Sonda de Campeche, en los primeros 8.0m de profundidad.

| <u>LUGAR</u> | <u>LL</u> | <u>LP</u> | <u>IP</u> | <u>w<sub>s</sub></u> |
|--------------|-----------|-----------|-----------|----------------------|
| AKAL R-1     | 85        | 38        | 47        | 83                   |
| ABKATUN-176  | 90        | 25        | 65        | 70                   |
| AKAL-K       | 85        | 39        | 46        | 80                   |
| BACAB-D      | 93        | 38        | 55        | 90                   |
| CHEM-1       | 74        | 31        | 43        | 63                   |
| UEQH-1       | 85        | 30        | 55        | 83                   |



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

### GRANULOMETRIA :

Mediante este proceso, se obtiene la distribución de tamaños que conforman una muestra de suelo, características que proporcionan algunas propiedades del mismo como : permeabilidad, compactación, relación de vacíos, etc.; no así sus propiedades mecánicas (resistencia, compresibilidad, etc.). El análisis permite, por otro lado, diferenciar fracciones de un suelo mediante el uso de ciertos nombres como: limo, arena, etc. ; lo cual es más práctico que el solo enunciar algún tamaño como: material comprendido entre 0.06 a 2.0mm; sin embargo, se han creado varios sistemas de clasificación como los que a continuación se enuncian :

#### Clasificación A.S.T.M. :

| ARCILLA | LIMO | ARENA | GRAVA  |
|---------|------|-------|--------|
|         |      | Fina  | Gruesa |
| 0.005   | 0.05 | 0.25  | 2.0    |

#### Clasificación S.U.C.S. :

| GRAVA | ARENA | FINOS |
|-------|-------|-------|
| 100   | 4.76  | 0.074 |

De los sistemas que se manejan, en su mayoría son empíricos ya que entre ellos no se tienen divisiones claras entre un tamaño y otro llegando en ocasiones a contradecirse.

Por otra parte, como señala Skempton sería conveniente el que se adopte un solo sistema, en el cual las divisiones se basen en cambios importantes del suelo (al menos de manera aproximada) en el cual cada división sea reconocible a simple vista ó a través de pruebas simples he-



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

chas in situ.

## B) PARAMETROS DE RESISTENCIA :

Es una de las propiedades más importantes de un suelo, ya que permite conocer su capacidad a los deslizamientos en superficies internas de la masa del suelo; principalmente en superficies como laderas, terraplenes, etc. En el caso de las cimentaciones superficiales y profundas, siendo este último caso el particular del presente trabajo, proporciona la capacidad de carga del suelo subyacente y/o en el cual se encuentra embebida la cimentación de cierta estructura, la cual presenta un tipo de comportamiento dependiendo del tipo de suelo que le rodea, es decir ya sea arcilla o arena como se verá enseguida:

### Arenas :

Para este tipo de material, durante el proceso de falla en su plano de ruptura se presenta una proporción entre los esfuerzos tangenciales ( $\tau$ ) y son causa de la sola fricción entre los granos por lo que su ley de resistencia queda como :

$$S = \sigma \tan \theta$$

Expresión que al ser representada en el diagrama de Mohr-Coulomb indica cuando las arenas han alcanzado su equilibrio límite; así se tiene el caso de las arenas compactas cuya  $C_r = 100\%$ , en las que se presenta un ángulo de fricción entre  $40^\circ$  y  $45^\circ$ ; en tanto que en arenas sueltas su ángulo será menor de  $30^\circ$  (A.P.I. RP2A 1986).

### Suelos Plásticos :

Para el caso de las arcillas y limos, la resistencia al corte está en función no sólo del contacto entre partículas sino de la magnitud y tipo de liga que tengan entre si; esto es, por ejemplo la fuerza de



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

cohesión que se presente, por lo que su ley de resistencia será :

$$S = C + \sigma \tan \theta$$

Por otra parte, partiendo del hecho que las arcillas y limos se encuentran saturadas, los esfuerzos normales ( $\sigma$ ) son parcialmente reducidos por la presión de poro ( $\mu$ ), por lo que la ecuación anterior se transforma en :

$$S = C + (\sigma - \mu) \tan \theta$$

#### B.1) Pruebas de Laboratorio :

Para determinar la resistencia al corte de un suelo se suele emplear el aparato de corte directo así como la cámara triaxial; en el primero se aplica un esfuerzo cortante el cual se incrementará hasta llegar a la falla del espécimen; además se tendrá aplicado de manera constante un esfuerzo normal ( $\sigma_v$ ) durante el proceso de la prueba (ver figura 2.1).

Prueba Triaxial. Este ensaye es de creación posterior al aparato de corte directo; en el se somete a esfuerzos normales (en tres direcciones ortogonales) una probeta cuyas dimensiones deben de cumplir con :  $H = 2.5D$  a  $3.0D$ , dimensiones que son obtenidas por efecto del labrado en un torno que tenga las medidas requeridas (ver figura 2.2).

La probeta en la primera etapa de la prueba, estará sometida a un esfuerzo isotrópico proporcionado por un fluido (agua ó glicerina); posteriormente, mediante un pistón, se aplicará una carga vertical la cual inducirá un esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) que originará la falla. En la figura 2.3, se observa el comportamiento del suelo sometido a esta prueba donde la falla se presenta por dos causas principalmente, en suelos rígidos a través de un plano de falla ( $45^\circ + \theta/2$ ) y en el caso de los sue-



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVIATION

los blandos por una deformación excesiva; esto es por plasticificación del suelo. No obstante debe mencionarse que en la interpretación de los resultados obtenidos por estas pruebas deben tenerse ciertas consideraciones, como es el manejo de las muestras recuperadas y la pérdida de confinamiento en la muestra así como ciertos requisitos, ya que para obtener la resistencia al corte de un suelo bajo condiciones de tormenta se deben realizar pruebas con carga repetidas ó pruebas dinámicas.

#### B.2) Pruebas de Campo :

A continuación se describen algunas de las pruebas que se realizan dentro de los barcos Geotécnicos, las cuales son hechas en muestras recuperadas en estado "inalterado" ; es de mencionarse que algunas de las características de las pruebas in situ por su importancia, serán tratadas más adelante debido a su trascendencia para la presente tesis. Se tienen varios métodos que permiten obtener la resistencia al corte no drenada ( $S_u$ ) de los suelos, de ellos se tienen :

-Compresión no confinada : que es el caso particular de la prueba triaxial cuando  $\sigma_3 = 0$  ; donde  $S_u = q_u/2$ . Esta prueba consiste en someter al espécimen a una carga axial hasta la falla mediante una velocidad constante de deformación, esta prueba se realiza debido a su sencillez y rapidez. Los resultados obtenidos son considerados como la resistencia real del suelo in situ, principalmente para el caso de las arcillas firmes a duras, lo cual no ocurre con la veleta miniatura. Esto puede deberse a la alta velocidad de deformación a la que es sujeto el espécimen, así como al confinamiento .

-Veleta miniatura : Esta prueba se realiza en muestras de suelo cohesivo antes de ser removidas del tubo muestreador. Cualquier alteración que se encuentre en el fondo del tubo



VENERABLE NACIONAL  
AVILA

es removida para realizar la prueba, la cual para llevarse a cabo se deben introducir cuatro pequeñas navajas, a las cuales se les aplica un par torsionante mediante un resorte calibrado; el cual es movido por un pequeño motor eléctrico, ocasionando que la veleta gire lentamente hasta alcanzar la falla del suelo. La resistencia al corte de la muestra es obtenida de la deformación angular observada en el resorte calibrado. Después de la falla inicial, la veleta se regresa a su posición inicial para volver a repetir la prueba sólo que ahora se obtendrá la resistencia residual. En general el uso de la veleta miniatura es recomendable para arcillas suaves a firmes.

-Torcómetro : Este es otro de los aparatos empleados en campo para la obtención de la resistencia al corte. Consiste en un pequeño disco de metal con varias hojas dispuestas en forma radial en una de sus caras; en la otra se encuentra un resorte. El disco se presiona contra la superficie del espécimen "inalterado", hasta que las hojas se encuentren perfectamente embebidas en el suelo; es aquí cuando se hace girar el disco de manera manual hasta que las hojas hayan alcanzado la resistencia al corte del suelo. Finalmente los resultados son obtenidos de la lectura directa del resorte, el cual ha sido previamente calibrado para tal efecto.

-Penetrómetro de Bolsillo : La resistencia al corte de muestras cohesivas también se estima a través de un penetrómetro manual calibrado. Este aparato mide la carga necesaria para empujar un pistón de 0.64cm de diámetro dentro de la superficie plana del suelo presentada por los muestreos en tubos de 7.62cm de diámetro. La resistencia al corte se obtiene de correlacionar la fuerza necesaria para hacer penetrar dentro del suelo una longitud también de 0.64cm mediante el uso de una tabla empírica.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA

Por otra parte, y debido a las alteraciones que suelen sufrir las muestras recuperadas, así como por los defectos de las pruebas arriba descritas, se hicieron otros intentos por obtener la resistencia al corte para suelos plásticos, como el método empírico de Skempton, basado en las propiedades índice del suelo, lo que dió como resultado la siguiente expresión obtenida para suelos del Reino Unido.

$$\frac{S_u}{\sigma_v} = 0.11 + 0.0037 IP$$

Donde :

$$S_u = \text{resistencia al corte no drenada (t/m}^2\text{)}$$

$$\sigma_v = \text{esfuerzo efectivo vertical (t/m}^2\text{)}$$

Otro intento fué el que realizó Bjerrum para arcillas de distintos lugares y cuyo resultado de sus investigaciones se observa en la figura 2.4 .

En la siguiente gráfica ( figura 2.5 ) se observa la diferencia en la resistencia al corte de un suelo arcilloso del mediterráneo, obtenido de una prueba de compresión simple y de una prueba triaxial consolidada, en donde se observa que ésta última proporciona una resistencia mayor al corte debido a un mejor acomodo entre partículas, lo que da un área mayor de fricción, efecto que se acentúa en función de la sensibilidad de la arcilla (  $q_u \text{ inalt} / q_u \text{ remold} = S_t$  ).

Sin embargo al realizar las pruebas de campo que proporcionan la resistencia al corte, se encuentran también diferencias, las que al ser comparadas con lo obtenido en el laboratorio se obtiene una gráfica como la que se observa en la figura 2.6 . Las variaciones que se observan son debidas a varias circunstancias como : técnicas de perforación, muestreo, así como a los métodos de medición; por otra parte, en lo que al sue



VENERABLE  
UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA

lo toca, dependerá del medio ambiente ( oleaje, viento, etc. ) y quizás a una de las características más importantes, su origen .

### C) COMPRESIBILIDAD :

La disminución de vacíos de un suelo es otro de los factores de importancia que se deben manejar en el diseño de la cimentación para estructuras costa-fuera, ya que el suelo al estar sujeto a una carga, la velocidad y uniformidad con que se deforme será la clave en el comportamiento de la vida útil de una estructura y para comprender mejor su efecto se divide en tres etapas :

a) Una deformación instantánea, que corresponde a una deformación no drenada del suelo.

b) La consolidación primaria ó consolidación hidrodinámica corresponde a la disipación de presión de poro ( $u$ ), la cual puede estimarse si se conoce la permeabilidad, espesor y tipos de estratos por los que pueda drenar el suelo.

c) La consolidación secundaria es consecuencia del fenómeno de "creep", en el cual se presenta un comportamiento viscoso. Este tipo de consolidación puede ser apreciable para suelos consolidados ó preconsolidados lo que no ocurre en arcillas blandas.

Es de mencionarse, que para el caso de arcillas homogéneas, normalmente consolidadas y de poca sensibilidad ( $S_u$ ), los resultados de laboratorio son representativos de lo que ocurre en campo, por lo que los asentamientos calculados llegan a tener un 10% ó menos de error. Por el contrario, cuando se trata de suelos heterogéneos, además de requerirse una serie de pruebas, la distribución de esfuerzos que se presenta es bas-



tante compleja, debido principalmente a la variedad de los distintos estratos que se encuentran alrededor de la cimentación, al efecto de arqueado ocasionado por estratos más resistentes que sobreyacen al suelo compresible y finalmente a lentes de suelo resistente intercalados en el suelo blando; por lo anteriormente descrito, provoca que en el cálculo de asentamientos se tenga entre un 50 y 100% de error, este último en suelos muy preconsolidados ó suelos de alta sensibilidad.

#### D) PERMEABILIDAD :

En el caso de las estructuras costa-fuera, cimentadas con pilotes de acero, al estar el suelo sumergido no presenta flujo. Se menciona la permeabilidad, principalmente porque al realizar el hincado se incrementa la presión de poro, la cual al disiparse provoca cambios en la estructura del suelo y más aún en su resistencia. En el caso de las plataformas de gravedad (las cuales se empiezan a considerar en México), será un dato de suma importancia ya que al presentarse una sobrepresión en la línea de losodos se origina una disminución de vacíos, proceso en el que la mayor parte es por flujo de agua el cual se presenta de forma laminar si la velocidad con que atraviesa el medio poroso es lenta.

#### E) SUELOS TRANSPORTADOS :

Esta condición es representativa de los suelos que se encuentran en el mar ya que su génesis está en el ser transportados por vía acuática, formando depósitos sueltos, lo que implica la existencia de una gran relación de vacíos, siendo esta la causa principal de que se presenten desplazamientos que en ocasiones son provocados por la sola deposición de material.

Estos desplazamientos no se presentan exclusivamente en dirección vertical sino también en sentido lateral, sólo que menores debido



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AYENNA

al confinamiento que ofrece el suelo circundante, lo cual se incrementa conforme aumenta la profundidad; lo que a su vez incrementa la compacidad del suelo. De lo anterior, se establece una relación de esfuerzos en condición de reposo, la cual se denomina como  $K_0$  (coeficiente de empuje de tierra en reposo) donde :

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

El cual para los suelos normalmente consolidados  $K_0$  es menor de uno y en el caso de los suelos preconsolidados así como en rocas puede ser mayor que la unidad; también es del conocimiento que la mayoría de los suelos transportados y residuales son anisotrópicos; esto implica que sus propiedades de permeabilidad, así como elásticas, varíen tanto en sentido vertical como en sentido horizontal.

#### F) CEMENTACION NATURAL :

Para que pueda formarse una estructura estable del suelo, intervienen una serie de factores como pueden ser los de tipo ambiental, en los que se deben incluir los ciclos de temperatura, lixiviación (leaching) así como la actividad orgánica, que propician la cementación al presentarse el contacto entre partículas.

#### G) SOBRECONSOLIDACION :

Se denomina un suelo normalmente consolidado, aquel cuyo estado actual de esfuerzos sea el mayor que la masa del suelo haya experimentado; esto es que la presente presión de tierra ó columna de suelo que le sobreyace, represente la máxima presión que ha sufrido el elemento suelo .

Por otra parte se denomina suelo preconsolidado, si su com-



VIVERIDAD NACIONAL  
AVIENMA

portamiento es tal como si sobre la estructura de este se hu-  
biese colocado una columna mayor de suelo que la que actual-  
mente presenta la cual actuó en alguna etapa de su historia  
geológica.

Para el caso de los suelos cohesivos, el concepto de precon-  
solidación es de considerable importancia, no así para los no cohesivos,  
puesto que no es un factor que sea fácil de obtener; en base a lo ya men-  
cionado en el presente inciso, surge el concepto de relación de sobrecon-  
solidación (O.C.R.) el cual se define como la relación de la presión de  
preconsolidación ( $P_c$ ) entre la presión de la columna de suelo actual ( $P_o$ ).

$$\text{O.C.R.} = \frac{P_c}{P_o}$$

El efecto de preconsolidación, puede presentarse debido a  
la acción de una columna de suelo que posteriormente fué interperizada ó  
bien como una disminución de esfuerzos como consecuencia de los ciclos de  
secado y humedad. Sin embargo, pueden actuar agentes químicos que combina-  
dos con los ciclos de secado y humedad en determinados períodos geológicos  
producen valores de una aparente sobrepresión, de aquí que todos los sue-  
los cohesivos en zonas áridas y semiáridas sean altamente preconsolidados  
como resultado de lo extremo de sus ciclos de humedad y principalmente  
de secado.

De cualquier manera, la preconsolidación origina suelos me-  
nos compresibles, en los cuales se presentan asentamientos que difieren a  
los de un suelo normalmente consolidado; conjuntamente al efecto de defor-  
mación se tiene el de resistencia, los cuales también son distintos entre  
uno y otro como se puede observar en la figura 2.7

#### FACTORES DEL PILOTE :

Los pilotes empleados en estructuras fijas costa-fuera, gene-



UNIVERSIDAD NACIONAL  
de PANAMÁ

ralmente caen en la misma categoría esto es, son muy largos, hincados en el lugar con martillo y deben ser diseñados para resistir principalmente cargas a compresión, tanto en condición estática como dinámica. Algunos pilotes sin embargo, pueden ser considerados para trabajar a tensión en tanto que otros pueden someterse a tensión pero sólo bajo condición de tormenta; existen varios factores, en el comportamiento de los pilotes que incrementan el grado de incertidumbre en el diseño ya que son difícil de cuantificar, por lo que algunos de ellos, los más importantes a consideración del autor de la presente tesis, se enuncian a continuación :

#### A) DISEÑO EN SUELOS NO HOMOGÉNEOS :

Quando se penetra en suelos no homogéneos se tienen diferentes problemas, relacionados con su capacidad por punta como con su resistencia por fricción la cual varía de acuerdo al material adyacente.

##### A.1) Capacidad por punta :

Un valor promedio de la resistencia por punta debe tomarse en la zona local de falla según Meyerhof, el cual recomienda tomar un promedio entre cuatro pilotes arriba del lugar y uno abajo de la punta del pilote, no obstante el valor más conveniente está abierto a discusión, el cual está en función de los estratos que atraviese.

En el caso de la penetración de un estrato suave a uno duro como bien puede ser una arena compacta (ver figura 2.8); la cual sea menor de 10D dentro de la arena la ecuación empírica que se sugiere es :

$$q_p = q_o + \frac{(q_1 - q_o)}{10 D} D_b \leq q_1$$



Donde :

$q_0$  = resistencia límite por punta en el estrato suave.

$q_1$  = resistencia límite por punta en el estrato duro. .

$D_0$  = profundidad de penetración del pilote en el estrato duro.

Cuando se atraviesa un estrato pequeño de material duro y la punta queda en un suelo suave como se observa en la figura 2.9, en este caso la ecuación empírica que puede usarse será :

$$q_p = p_0 + \frac{(q_1 - q_0)}{10 D} H \leq q_1$$

Donde :

H = distancia desde la punta del pilote a la frontera del suelo plástico .

$p_0$  = sobrepresión del material duro .

#### A.2) Fricción negativa :

Se considera la fricción negativa como resultado de la consolidación de las arcillas suaves que rodean al pilote una vez hincado, especialmente si el pilote tiene su punta en un estrato supuesto como fijo. La magnitud del efecto está en función de la naturaleza de la arcilla suave, de la rigidez del medio y del volumen de suelo desplazado por el pilote en relación a su diámetro.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AYENNA

### A.3) Esfuerzo cortante residual:

Los esfuerzos cortantes entre el fuste del pilote y el suelo que le rodea así como el esfuerzo de compresión bajo la punta del pilote desarrollados durante el hincado, se mantienen en gran parte una vez que el hincado ha cesado; sin embargo los esfuerzos residuales por sí mismos no alteran en forma substancial la capacidad última del pilote, no así el comportamiento de carga-deformación y la distribución de carga entre la punta y el fuste.

El efecto de los pilotes bajo carga de compresión es causa de una falla más uniforme en el fuste, de aquí que también se defina una carga de falla. Clark y Meyerhof encontraron que el esfuerzo cortante residual cambia considerablemente después de pocos ciclos de carga así como el hecho del poco efecto de los esfuerzos por hincado.

Sin embargo, para considerar realmente los efectos de los esfuerzos arriba descritos, deberá calcularse la capacidad última del suelo y del pilote en sí mediante el empleo de factores de seguridad de ésta manera no se verán afectadas la capacidad de carga ni la de deformación .

### B) EFECTO DE LA LONGITUD :

La figura 2.10 elaborada por Meyerhof, muestra una gráfica derivada de pruebas de pilote hincados con martillo en arcillas de consistencia suave a media, se grafica penetración del pilote contra el factor  $\beta$  de la fricción del fuste, donde  $\beta =$  resistencia a la fricción en el fuste medida en campo entre el esfuerzo vertical efectivo ( $\sigma_v$ ) a la mitad de la longitud del pilote. Puede observarse que  $\beta$  decrece de acuerdo a la profundidad de penetración y este mismo efecto puede verse en la figura 2.11 . Meyerhof, no obstante sugiere que el valor de  $\beta = 0.3$  debe tomarse para pilotes cuya penetración sea menor de 15m, pero debe reducirse a  $\beta = 0.15$  para pilotes de más de 60m de penetración.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

El decremento en  $\beta$  para pilotes de gran longitud de penetración, se explica por la movilización progresiva de la fricción máxima en el fuste, de acuerdo al incremento de carga ocasionado por la compresión del pilote mismo; de esta manera una vez que la capacidad última del pilote se ha alcanzado, la parte más alta se ha movido lo suficiente como para que la resistencia se reduzca a su valor residual ó a la mitad de su valor pico.

Para pilotes largos, bajo cargas de operación, el pilote puede desplazarse lo suficiente para exceder el valor máximo del esfuerzo cortante, esto puede ser particularmente relevante cuando se consideran los efectos de carga cíclica, donde la magnitud del efecto depende de la rigidez axial, la cual es variable y Meyerhof no la considera; esto debe tomarse en cuenta si se desarrolla un modelo adecuado del pilote y suelo, lo cual puede llegar a ser injustificable debido a que el comportamiento del suelo y de la interface suelo-pilote puede no ser bien definido; el método más común y simple es el de la transferencia de esfuerzos ó método " T-Z " descrito por Coyle y Reese, como se observa en las figuras 2.12 y 2.13.

Este método emplea un modelo de elemento finito con cargas externas en el límite de una frontera empírica, obtenida apartir de la curva carga-desplazamiento, la cual representa la interacción suelo-pilote; la curva puede obtenerse de la observación en pruebas de carga ó a través de la medición in situ de las propiedades del suelo.

Randolph y Wroth determinan que para el cálculo de las deformaciones de un pilote en un medio elástico uniforme se puede obtener una buena correlación entre los métodos numéricos elaborados y la siguiente función de transferencia :

$$\tau = \frac{G}{R \log_e (\gamma_m / R)} \delta$$



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

Donde :

$\tau$  = esfuerzo cortante en la frontera

R = radio del pilote

$\delta$  = desplazamiento del pilote

$\gamma_m$  = radio de influencia del pilote a partir de su centro

G = módulo de cortante del suelo

Por otro lado, el comportamiento del pilote puede ser evaluado mediante la solución directa de la ecuación diferencial que establece la respuesta del pilote a la carga como se observa en la figura 2.13, para las siguientes condiciones de frontera :

- a) La carga aplicada en la punta del pilote para la obtención de la relación carga-desplazamiento debe ser en compresión .
- b) Carga aplicada en la parte superior del pilote y cero en la punta para pilotes a tensión .

En forma gráfica la función de transferencia para suelos elásticos se observa en la figura 2.14a; además el método es aplicable para suelos con comportamiento elasto-plástico, como se observa en la figura 2.14, donde en base a pruebas, se ha establecido que la falla ó la resistencia total se presenta para un desplazamiento total del pilote entre 5 y 10mm. El método arriba descrito, ha permitido establecer que la carga de falla disminuye al incrementarse la rigidez del pilote; así como la poca influencia a la respuesta del pilote por la acción de lo que puede considerarse como un esfuerzo cortante residual.

#### C) EFECTO DE CARGAS A TENSION :

En base a la experiencia se ha llegado a la conclusión de



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

que el efecto de fricción es menor en pilotes sujetos a tensión no así los que trabajan a compresión, se tienen las normas A.P.I. que consideran este efecto pero sólo para suelos friccionantes, restringiendo el valor de  $k_0$  a través de la siguiente expresión :

$$f = k_0 \sigma_v \tan \phi$$

Donde :  $k_0$  = coeficiente de presión de tierra en reposo.

$$k_0 = 0.8 \text{ para tensión y compresión (A.P.I. RP2A 1986)}$$

Por otro lado, en base a investigaciones en pilotes sujetos a tensión como los estudiados por Berghal y Wennerstrand se concluye que la capacidad a tensión puede ser equivalente a la mitad de la capacidad de compresión en arenas; sin embargo otro investigador, Poulos recomienda un factor de reducción de 0.7; Begeman observó, que en pilotes de sección "H" las cargas cíclicas ó los sobreesfuerzos provocan una reducción considerable en la resistencia. A lo anterior debe agregarse que no es común hacer distinciones entre cargas de tensión y compresión, no obstante Broms encontró indicios que cuestionan esto, por ejemplo las diferencias en la capacidad por fricción debido a la dirección de la carga.

Finalmente, en la etapa de diseño, puede permitirse una succión considerando falla local en suelos de baja permeabilidad, siempre y cuando el cambio de carga a la tensión sea transitorio como se presenta por la acción del oleaje el cual puede presentar una componente máxima.

#### D) EFECTO DE LA CARGA CICLICA AXIAL :

En un principio, este efecto se relacionó con la licuación de arenas como consecuencia de los sismos; posteriormente, en base a estudios más profundos se concluye que existen otras condiciones de carga como viento y oleaje las cuales tienen la misma afectación y son las más



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

comunes en las plataformas marinas.

Al actuar la carga cíclica se incrementa la presión de poro la cual no puede disiparse fácilmente si aquella actúa con incrementos en cada ciclo, lo que a su vez trae como consecuencia una disminución en la resistencia al esfuerzo cortante; el efecto de la carga cíclica está en función de su magnitud, velocidad de aplicación y con respecto al suelo depende de su compactadad, permeabilidad y de sus condiciones de drenaje en su frontera. Por otra parte, la magnitud del efecto también dependerá de que tan próximo este el ciclo de carga aplicada a la resistencia inicial del suelo, así como el número de ciclos presentados; de aquí que cuando presenta un valor de esfuerzo mayor que cierto valor crítico y además en forma repetida, la falla es inminente.

Para representar el efecto de carga cíclica en el laboratorio, se han realizado pruebas de corte en dos direcciones. Estas pruebas, al ser comparadas con aquellas en las que el corte se aplica en una dirección, presentan resistencias menores, ya que la degradación es más rápida.

Aunado a lo anterior, debe considerarse el efecto que se produce en el suelo por la acción del hincado, razón por la cual debe tenerse en cuenta las pruebas de laboratorio que representen cada una de las condiciones a las que estará sujeto el pilote en campo.

En base a lo anterior, se observa la importancia de la acción cíclica en la capacidad de carga de un pilote, sin embargo no se ha hecho la suficiente investigación para determinar su magnitud y afectación; no obstante, de las pruebas de laboratorio realizadas con modelos rígidos de pilote en arcillas remoldeadas y en dos direcciones, se observa que la capacidad del pilote se reduce hasta en un tercio de la estática, efecto que es menor cuando la carga es aplicada en una sola dirección y aún siendo ésta de tipo transitorio.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

Como parte de los resultados de esas pruebas se determina que al presentarse un incremento en la flexibilidad del sistema suelo-pilote se ve decrementada la capacidad de este último, desde su cabeza a la punta; efecto que se hace más notorio cuando se sujeta un pilote a cargas de tensión y si además,

se presenta un incremento en la flexibilidad se propicia que la degradación se acelere en lo que respecta a la capacidad del pilote, la cual está en función de su proximidad al estado de falla del suelo, como ya se mencionó .

Por lo hasta aquí descrito, se deduce que no es fácil establecer un método adecuado de diseño debido a que no se tienen suficientes datos, razón por la cual se suelen hacer ciertas consideraciones, esto es, que al presentarse desplazamientos considerables, es aconsejable que el diseñador emplee el mínimo valor de la resistencia al corte bajo carga cíclica .

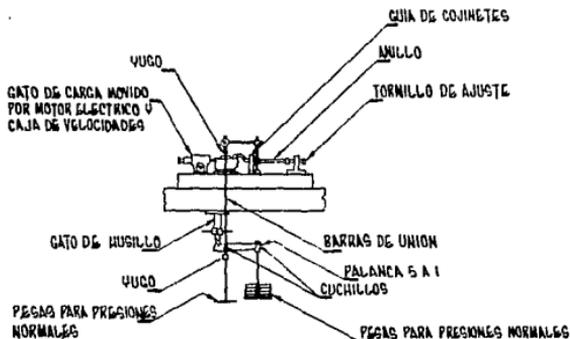
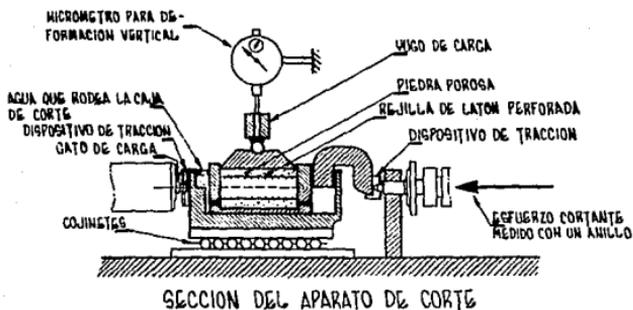
#### E) EFECTO DE TAPONAMIENTO :

La presencia de un tapón de suelo es un factor importante que debe considerarse al calcular la capacidad estática de un pilote, así como en el cálculo de la resistencia del suelo al hincado; en base a observaciones de campo, se tiene que aquellos pilotes que presentan tapón cuando actúa la carga estática, no necesariamente lo presentan durante el hincado debido principalmente, a la inercia del tapón por efecto del hincado así como por la recuperación de la resistencia del suelo que se encuentra dentro del pilote y lo cual se hace notorio una vez que el hincado concluye. Por lo que debe calcularse la resistencia interna, estimando la longitud del tapón una vez que finalice el hincado; sin embargo debe considerarse que si este cálculo se realiza a través de consideraciones estáticas, puede arrojar un valor subestimado. Una forma conservadora de considerar la fricción unitaria interna, es mediante la resistencia al corte de las arcillas pero remoldeadas; asimismo, la diferencia del comportamiento carga-deformación de un pilote tubular al de uno de sección cerrada, radica

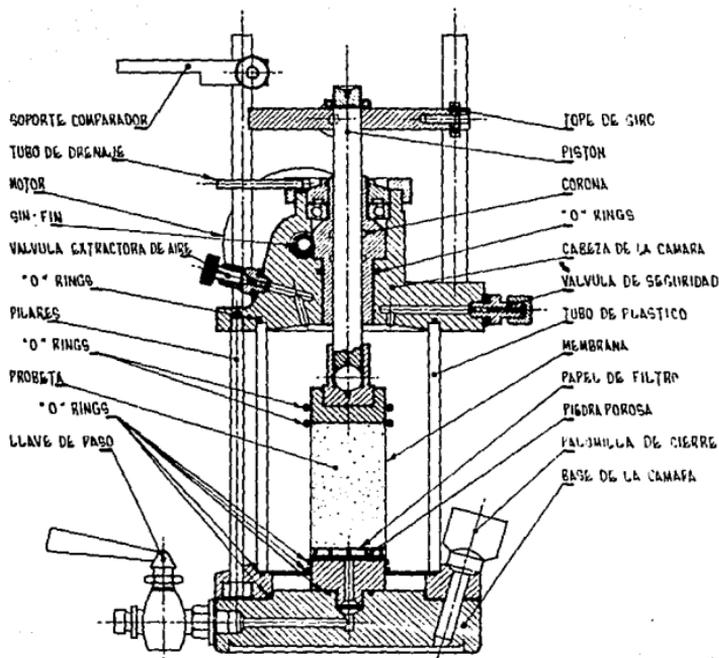


UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

en la necesidad de un desplazamiento mayor en la punta para así alterar su resistencia, lo cual puede ser de poca trascendencia para las estructuras costa-fuera, ya que la intervención de la punta puede ser nula, puesto que son pilotes eminentemente a fricción; sin embargo, deberá tenerse cuidado cuando la punta penetre dentro de un estrato rígido donde la participación de la capacidad por punta puede ser de gran consideración .



**Fig. 2.1.** APARATO DE CORTE DIRECTO DE DEFORMACION CONTROLADA, TIPO BISHOP, CON DISPOSITIVO PARA INVERTIR EL SENTIDO DEL RECORRIDO.



**Fig. 2.2.** SECCION DE LA CAMARA TRIAXIAL CON COJINETE ROTATORIO.

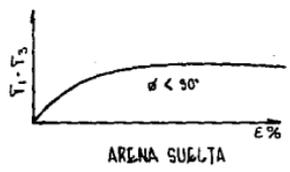
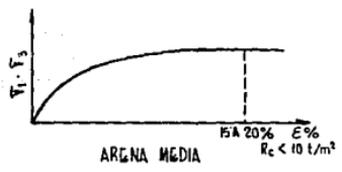
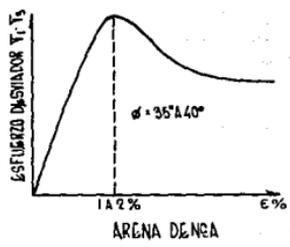
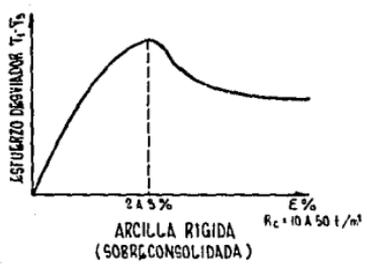
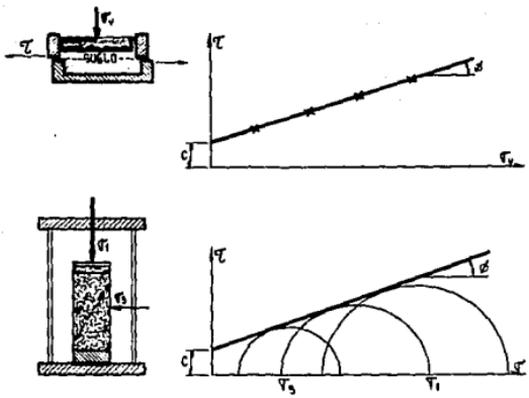


Fig. 2.3. DETERMINACION DE LA RESISTENCIA AL CORTE DE SUELOS.

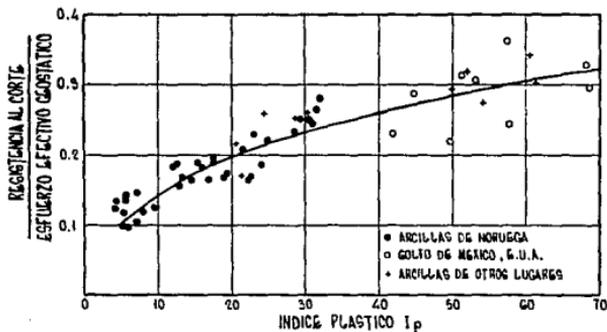


Fig. 2.4. VARIACION DE LA RELACION ESFUERZO EFECTIVO GEOSTATICO CON EL INDICE PLASTICO (BJERRUM).

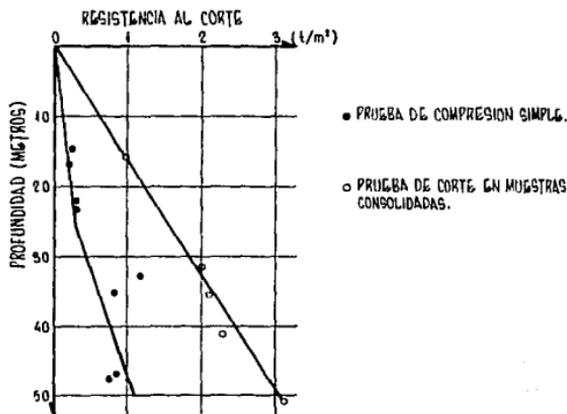
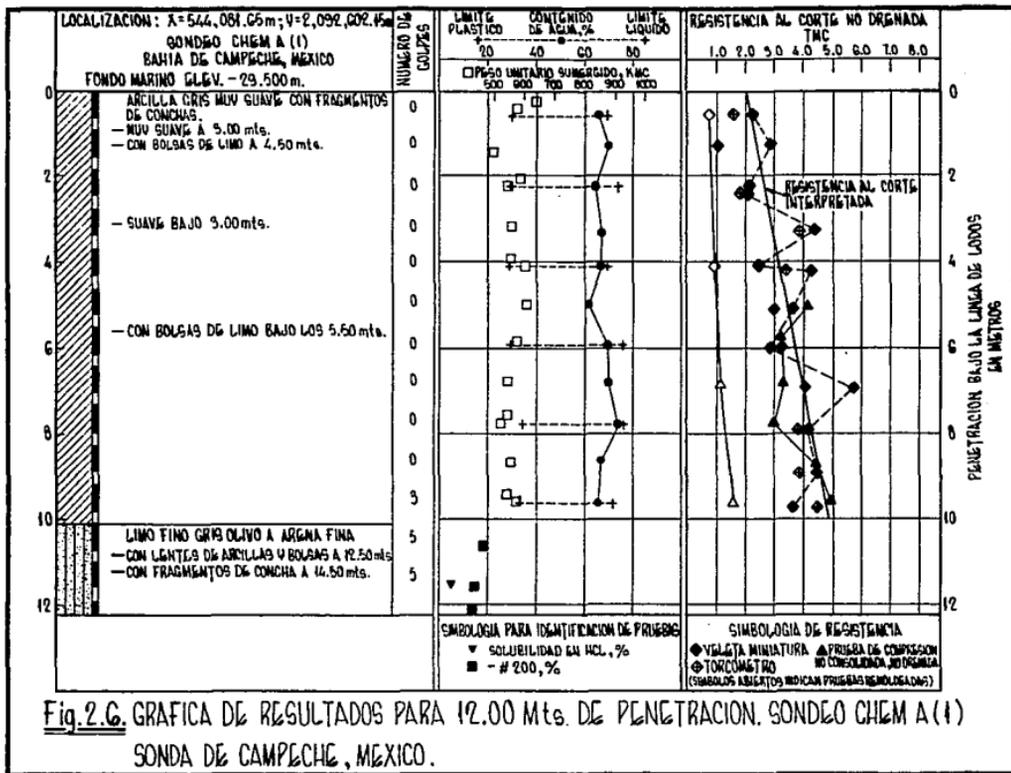


Fig. 2.5. RESISTENCIA AL CORTE PARA ARCILLAS SUAVES ALTAMENTE SENSITIVAS.



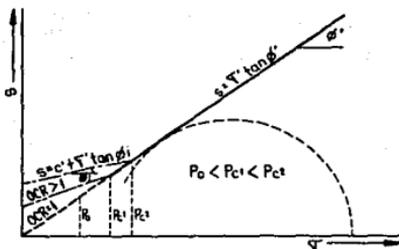
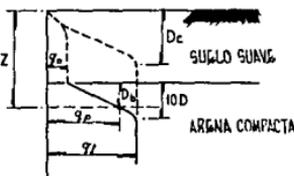


Fig. 2.7. ENVOLVENTES DE FALLA PARA TRES RANGOS DE O. C. R.

- $q_0$  \* RESISTENCIA LIMITE POR PUNTA EN SUELOS SUAVES.
- $q_1$  \* RESISTENCIA LIMITE POR PUNTA EN ARENAS COMPACTAS
- $q_p$  \* RESISTENCIA POR PUNTA PROMEDIO



- $D_c$  \* PROFUNDIDAD CRITICA PARA PILOTOS ENTERAMENTE EN ARENAS SUAVES.
- $Z$  \* PROFUNDIDAD DE PENETRACION

Fig. 2.8. METODO PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA ULTIMA POR PUNTA EN ARENAS DENSAS SUBYACIENDO A ESTRATOS SUAVES.

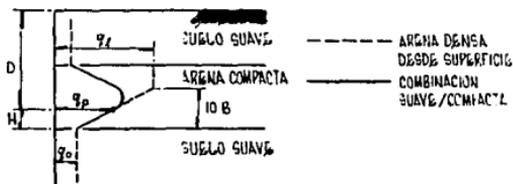
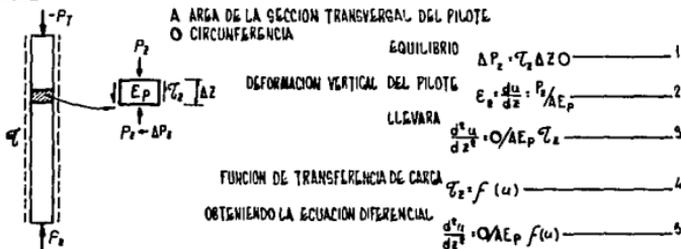
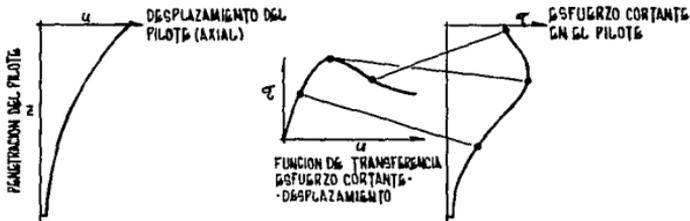
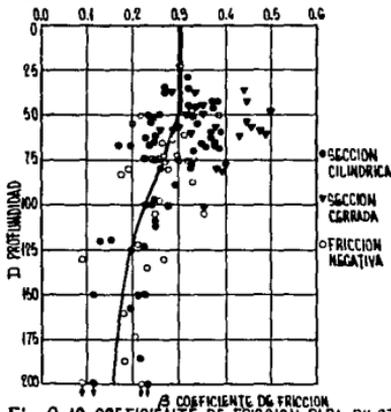
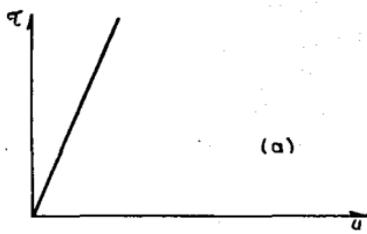
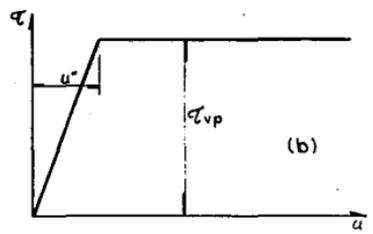


Fig. 2.9. METODO PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA ULTIMA POR PUNTA EN ARENAS DENSAS SOBREYACIENDO A ESTRATOS SUAVES.

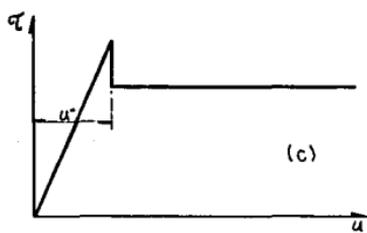




RESPUESTA ELASTICA LINEAL



RESPUESTA PERFECTAMENTE ELASTO-PLASTICA



TRABAJO IDEALIZADO EN ARCILLAS SUAVES

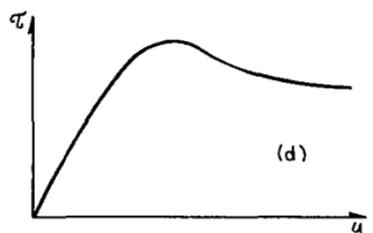


Fig. 2.14. EJEMPLOS DE FUNCIONES DE TRANSFERENCIA.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

### CAPITULO III

#### CRITERIOS DE CAPACIDAD

La capacidad estática de un pilote, normalmente se considera como la suma de la capacidad por fricción, esto es la contribución del fuste ( $Q_f$ ) y la de la punta ( $Q_p$ ), estas dos se consideran independientes para pilotes largos, pero no así para pilotes con ampliación en la base, esto es con campana.

La capacidad total ( $Q_t = Q_f + Q_p$ ), resultante puede considerarse como una capacidad última ( $Q_u$ ) ó una capacidad permisible ( $Q_a$ ) lo cual depende de tomar la resistencia última del suelo ó de aplicar un factor de seguridad en cada parte contribuyente de la capacidad total; para el caso de la capacidad admisible se considera tanto el suelo como el tipo de material del pilote. En lo que al factor de seguridad concierne puede tomarse dentro de un rango de 2.3 a 4.0 ó más dependiendo de la seguridad del diseñador; por lo que únicamente se mencionará la controversia de si debe establecerse un factor de seguridad en base a los mecanismos de falla ó tan solo suponerse como un valor total.

Por otra parte es de mencionarse que a comparación de las cimentaciones superficiales los factores de seguridad deberán ser mayores de de bido a una mayor incertidumbre en la interacción suelo-pilote y también en parte por el costo que representa este tipo de cimentación.

La resistencia por punta así como la de fuste se presentan en distinta proporción, ya que están en función del desplazamiento relativo del pilote como se observa en la figura 3.1, de aquí que realmente la capacidad última ( $Q_u$ ) no se pueda considerar como la sumatoria de la resistencia última por fricción más la resistencia última por punta.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

La resistencia última por fricción se genera cuando se produce un desplazamiento relativo entre el pilote y el suelo, desplazamiento que se considera como la diferencia entre las deformaciones que se presentan en el fuste del pilote y las deformaciones acumuladas propias del suelo producidas por la transmisión de los esfuerzos del pilote al suelo, el desplazamiento relativo se incrementa conforme la carga que actúa en la parte superior del  $p_i$  lote se propaga a lo largo del fuste del pilote.

En la siguiente figura 3.2, se muestra como la resistencia última al corte del suelo depende del deslizamiento del pilote, por otra parte se observa que conforme se incrementa la carga axial la resistencia por fricción alcanza el valor límite en casi todo el fuste a excepción de la punta, en este instante se genera la resistencia última en el suelo que le subyace a la punta; cuando esto último se presenta, la capacidad del  $p_i$  lote es en sí la combinación de la resistencia de punta y última de fricción.

Por otro lado, cuando se presenta un desplazamiento lo suficientemente grande de la punta, se desarrolla la resistencia última en esta, es en este instante cuando se puede emplear la siguiente expresión :

$$Q_u = Q_{uf} + Q_{up}$$

En relación a la capacidad por fricción, se ha podido establecer en base al estudio de curvas de carga-asentamiento, el deslizamiento requerido para que se desarrolle la resistencia por fricción se encuentra en un rango de 5-10mm (Whitaker y Cooke (1966); Coyle y Reese (1966) AISI (1975)), el cual es independiente del diámetro y de la longitud del pilote, no así de los parámetros del suelo. En tanto que para la resistencia por punta, se necesita un desplazamiento de aproximadamente 10% del diámetro de la punta para pilotes hincados por martillo y para los de perforación previa se requiere de más del 30% del diámetro.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

Por otra parte, se ha podido observar que la magnitud de la carga soportada por la punta depende no sólo del suelo sino también de la longitud y rigidez ( $K = AE/L$ ) del pilote.

El mecanismo por el cual se desarrolla la resistencia última aún no se tiene de manera clara, por lo que es objeto de muchas conjeturas e investigaciones, uno de los aspectos que más ha acaparado la atención es el hecho de la dependencia de la penetración y como consecuencia se tiene el valor límite de la fricción, el cual se presenta cuando se alcanza una profundidad crítica. De lo anterior se deduce el efecto de la disminución de cargas conforme se incrementa la profundidad, lo cual se deriva de un análisis minucioso basado en un buen número de curvas de transmisión de cargas, la cual presenta una forma de tipo parabólica (ver figura 3.3). Es de mencionarse que esto no se presenta en suelos friccionantes y no obstante se ha podido determinar que la forma está en función de la profundidad a que se encuentre el pilote.

Por otro lado, los últimos estudios han mostrado que en pilotes cortos se presenta una curva de transmisión de carga menos lineal que en pilotes largos, lo cual es lógico puesto que al aumentar la profundidad la sobrecarga generada por la columna de suelo incrementa a su vez la rigidez en el pilote. Hasta aquí, la expresión:  $Q_t = Q_f + Q_p$  aparte de no ser una ecuación compleja es lo suficientemente aceptable para establecer una predicción de la capacidad de carga y a la vez realizar una comparación con pruebas de campo.

Por otra parte, está bien establecido que la capacidad de un pilote depende del método con el que se instale, principalmente por la alteración que se provoca en el suelo circundante, lo que se refleja en el comportamiento de carga-desplazamiento, por lo que debe considerarse el efecto que produce la dirección y sentido de aplicación de la carga. Asimismo, la mayoría de los pilotes instalados en el mar son de acero, de gran longitud, de sección abierta tubular, de espesores gruesos y de gran diámetro; por lo que el cálculo de la capacidad presenta un problema, esto



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

es el comportamiento del suelo que se aloja en la parte interna del pilote a modo de tapón como consecuencia del libre acceso, sin embargo ello resulta conveniente puesto que facilita su instalación debido al poco desplazamiento que se presenta por el hincado. No obstante, la fricción que se genera en la parte interna del pilote, puede llegar a ser tan grande que bloquee el extremo del pilote presentando un comportamiento similar a los de sección cerrada, de aquí que la capacidad pueda calcularse (ver figura 3.4) :

$$Q_t = F_e A_e + F_i A_i + Q_p$$

ó

$$Q_t = F_e A_e + q_p A_t$$

Donde :

$F_e$  = fricción externa

$F_i$  = fricción interna

$A_e$  = área exterior

$A_i$  = área interior

$A_t$  = área total (sección cerrada)

$Q_p$  =  $q_p A_p$

$A_p$  = área sección tubular

Por otro lado, se ha demostrado que la capacidad por fricción externa de un pilote instalado por martillo está en función de la cantidad de suelo desplazado durante su instalación, así como el hecho de que es difícil determinar la capacidad de un pilote, por lo que se emplean un gran número de algoritmos de los cuales se pueden tener dos con los mismos resultados; por lo anteriormente descrito y otros factores, organizaciones y compañías emplean ecuaciones exclusivas las cuales junto con pruebas realizadas en campo dan origen al diseño final.

No obstante a lo anterior, en los últimos años, se ha presen

tado entre los diseñadores la controversia en establecer si la capacidad está en función directa de la resistencia al corte in situ y por otro lado, se han realizado estudios para su obtención en base a esfuerzos efectivos. Los parámetros del suelo, pueden determinarse en base a pruebas triaxiales en muestras "inalteradas", siendo estas adecuadas para pilotes con perforación previa, pero para el caso de pilotes hincados por martillo no lo es, puesto que el suelo que rodea al pilote se remoldea en exceso y cambia su contenido de agua. También se ha observado que el hincado del pilote por martillo, produce una alteración en la periferia de aquél con un rango aproximado de 3 a 5 veces su diámetro; en ésta etapa, los parámetros de resistencia del suelo se presentan en el estado no drenado pudiendo tener a la condición drenada si el grado de saturación es bajo. Sin embargo, existe un período que puede ser de meses ó años en el que las cargas de diseño se presentan en su totalidad, en ese lapso la presión de poro se disipa, en otras palabras se presenta la condición drenada en el suelo, la cual tiende a recuperar la estructura original del suelo (Tixotropía); por lo que los parámetros de un suelo remoldeado describirán mejor el comportamiento del suelo .

En la actualidad es común diseñar pilotes en arcillas en base al valor de la resistencia al corte no drenada (CU) sin embargo, se observa que para la obtención de una buena correlación en la capacidad por fricción calculada y la observada en campo se deben aplicar ciertos factores empíricos; no existe explicación alguna de esos factores los cuales podemos comparar con las variables que se "conocen" pero las cuales aún no se terminan de entender. En general, los métodos empíricos se derivan de los valores de la resistencia al corte no drenada (CU), obtenidos en base a pruebas de laboratorio las cuales son realizadas en muestras "inalteradas" principalmente, así como de pruebas del cono de penetración (tipo Holandés) y en algunos casos en base a pruebas de carga, las cuales por su alto costo no es común que se realicen; por otra parte, se han hecho esfuerzos para desarrollar métodos que permitan el cálculo de la capacidad por fricción a partir de los esfuerzos efectivos como se verá en seguida.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

#### METODO DE TOMLINSON :

Este método, evalúa la capacidad por fricción de un pilote basado en el concepto de adherencia, donde ésta toma el valor de la resistencia al corte remoldeada ( $C_r$ ) ó bien de la resistencia al corte no-drenada ( $CU$ ); el primer caso evalúa los efectos a corto plazo, esto es cuando aún no se presenta la carga de diseño; en el segundo se permite que transcurra el tiempo suficiente para que el suelo plástico recupere su capacidad inicial. Para poder elaborar éste método, Tomlinson se basa en el estudio de 56 pilotes a escala natural hincados por marillo, de los cuales obtuvo el mayor número de datos que permiten evaluar no sólo al pilote sino al tipo de suelo en el cual fueron hincados (ver tabla 3.1); para la selección de los pilotes se establece ciertos requisitos, los cuales se enuncian a continuación: a) Los pilotes se llevarán a la falla ó cerca de ésta en tal forma que se pueda extrapolar la carga de falla; b) El tipo de suelo que se encuentre en la punta del pilote una vez hincado a la profundidad de diseño deberá ser del tipo plástico; c) El suelo en el cual quede embebido el pilote deberá ser puramente plástico ó en su defecto que contenga pequeños estratos de arena y/o grava.

Sin embargo, dentro de los 56 pilotes del 40 al 56 fueron hincados a través de un estrato de 6.7m(22pies) de arena, estos se consideraron a manera de proporcionar un dato más en el caso de arcillas rígidas de las cuales a la fecha del estudio (1957); se tenían pocos registros. A partir de los datos obtenidos por Tomlinson se establece una relación entre la capacidad de adherencia ( $Q_a$ ) observada y la capacidad de adherencia teórica ( $Q_c$ ) a manera de obtener un porcentaje de adherencia el cual se expresa como :

$$Q_a / Q_c \times 100 = \alpha$$

El porcentaje de adherencia observado fué evaluado en base a pruebas de campo, obtenido de sustraer la capacidad total ( $Q_t$ ) la capacidad por punta ( $Q_p$ ) .

$$Q_a = Q_t - Q_p$$

Donde :

$$Q_p = N_c C_U A_p$$

$N_c$  = coeficiente adimensional de la resistencia última .

$C_U$  = resistencia al corte no drenada.

$A_p$  = área de la punta del pilote.

$N_c$  = 9.0 para grandes profundidades de penetración.

$$N_c = 3 + \sigma_x / C_U + J x/d$$

$3$  = coeficiente de resistencia última a nivel de línea de lodos.

$\sigma_x$  = esfuerzo efectivo a la profundidad de la punta.

$J$  = coeficiente de geometría ( $J = 0.5$  para el Golfo de México E.U.A.)

$x$  = profundidad de la punta.

$d$  = diámetro del pilote.

Asimismo, la capacidad teórica de adherencia ( $Q_c$ ), se consideró como el producto del área total embebida en el suelo por su resistencia al corte no drenada ( $C_U$ ), al graficarse el porcentaje de adherencia ( $\alpha$ ) con respecto a la resistencia al corte ( $C_U$ ), se observa un comportamiento asintótico conforme aumenta la rigidez de la arcilla como se muestra en la figura 3.5 .

Otro de los factores de importancia es el efecto de esbeltez, Tomlinson lo considera a manera de establecer como se comporta al variar la adherencia, estableciendo una relación entre la adherencia observada y propiamente el porcentaje de adherencia ( $\alpha$ ) como lo presenta el siguiente desarrollo :

$$De : \quad Q_a = C_a \pi D L$$



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

$$\text{Donde : } C_a = \alpha \text{ CU}/100 \quad \text{y} \quad Q_a = \alpha \text{ CU}/100 \cdot \pi \text{ DL}$$

$$\text{Si : } A = \pi D^2/4$$

$$Q_a = \alpha \text{ CU} / 100 \cdot 4 A L / D$$

$$Q_a / A \cdot \text{CU} = 4 \alpha L / 100 D$$

$$Q_a \cdot D / A \text{ CU} L = 4 \alpha / 100$$

$$\alpha = 100 Q_a D / 4 A \text{ CU} L$$

De la expresión anterior al variar  $\alpha$  y CU se obtuvo el comportamiento que se muestra en la figura 3.6; donde la línea continua representa el 100% de adhesión esto es, igual a su resistencia al corte no drenada (CU); así las líneas punteadas representan el factor de adherencia correspondiente a las resistencias límites de los rangos mencionados por Tomlinson para las arcillas suaves, firmes y rígidas como se observa en la figura arriba descrita.

Finalmente, en lo que a este criterio toca, Tomlinson determina que el porcentaje de adherencia decrece conforme se incrementa la rigidez de la arcilla, así como el hecho de una pérdida en la adherencia por la presencia de grietas en la arcilla ocasionadas por vibración durante el hincado; por otra parte como conclusión de las pruebas de campo sugiere la siguiente tabla para efectos de diseño ( ver tabla 3.2 ).

De los valores expuestos en la tabla anterior, Tomlinson hace la advertencia que en pilotes no huecos, el coeficiente de adherencia es mayor así como el requerirse mayor estudio para las arcillas rígidas.

METODO DEL INSTITUTO AMERICANO DEL PETROLEO ( A . P . I . ) :

Como se mencionó en párrafos anteriores, surge la necesidad



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

de crear un método confiable y adecuado para las estructuras costa-fuera; primeramente debido a la complejidad, alto costo e importancia que representan las estructuras costa-fuera y por otra parte por las discrepancias que se presentan al aplicar los métodos convencionales de tierra.

Los trabajos realizados, fueron financiados por varias compañías petroleras de la unión americana y el organismo científico encargado de obtenerlo fué el American Petroleum Institute (A.P.I.); el cual dicta las normas que rigen el análisis, el diseño y la construcción de las estructuras costa-fuera, normas que son empleadas en México por el Instituto Mexicano del Petroleo (I.M.P.), las cuales a continuación se enuncian; en lo que a capacidad axial concierne se toma la parte correspondiente a : A.P.I. RP2A; 2.6.4 Pile Capacity for Axial Bearing Loads.

De acuerdo al A.P.I. la capacidad última de un pilote está dada por :

$$Q_u = Q_f + Q_p = f A_s + q A_p$$

Donde :

$Q_f$  = resistencia a la fricción por fuste, Kg

$Q_p$  = resistencia por punta, Kg

$f$  = capacidad por fricción, Kg/m<sup>2</sup>

$A_s$  = área lateral del pilote, m<sup>2</sup>

$q$  = capacidad por punta unitaria kg/m<sup>2</sup>

$A_p$  = área de la punta del pilote, m<sup>2</sup>

Para pilotes hincados por martillo en arcillas,  $f$  deberá ser igual ó menor que la resistencia al corte no-drenada (CU), obtenida de acuerdo a las especificaciones del ASTM para compresión no confinada en suelos cohesivos N° D-2166-63T ó bien la resistencia obtenida por la prueba de corte con veleta miniatura.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

Por otro lado, y a menos que los datos obtenidos por las pruebas indiquen otra cosa  $f$  no deberá exceder a  $C_U$  ó los siguientes límites :

1. Para arcillas altamente plásticas como las que se encuentran en el Golfo de México,  $f$  podrá ser igual a  $C_U$  para el caso de arcillas normalmente consolidadas ( $f = C_U$ ). Para arcillas preconsolidadas  $f$  no deberá exceder  $4.9 \text{ ton/m}^2$  para penetraciones someras; para profundidades mayores además,  $f$  podrá ser igual a  $C_U$  equivalente para una arcilla normalmente consolidada obtenida como  $C_U = 0.3 \sigma_v$ , el valor máximo que resulte de la aplicación de estas dos últimas consideraciones regirá el análisis y diseño( ver figura 3.7 ).

2. Para otras arcillas,  $f$  deberá tomar el valor de  $C_U$  para valores de  $C_U$  menores ó igual a  $0.24 \text{ kg/cm}^2$ ; para valores mayores de  $0.24 \text{ kg/cm}^2$  pero menores de ó igual a  $0.73 \text{ kg/cm}^2$ , la relación  $f/C_U$  deberá decrecer linealmente de la unidad para  $C_U$  igual a  $0.24 \text{ kg/cm}^2$  a  $f/C_U$  igual a  $1/2$  para  $C_U$  igual a  $0.73 \text{ kg/cm}^2$ . Para  $C_U$  mayor de  $0.73 \text{ kg/cm}^2$ ,  $f$  deberá tomar el valor de  $1/2$  de  $C_U$  ( ver figura 3.8 ) .

Para pilotes hincados con el método de perforación previa, chiflón ó "grouting" ( grauteado, lechada de alta resistencia ), para arcillas normalmente consolidadas, el valor de  $f$  deberá obtenerse por un método que considere la alteración del suelo provocada por su instalación; por otra parte,  $f$  no deberá exceder los valores dados para pilotes hincados por martillo.

En pilotes con perforación previa ó con "grouting" en arcillas preconsolidadas  $f$  no podrá exceder los valores dados para pilotes hincados por martillo; asimismo, para pilotes con perforación previa y con "grouting" deberá considerarse la resistencia que se presente en la inter-



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

face suelo-grauteado, la cual podrá ser reducida si se presenta lodo de perforación en exceso.

#### METODO DE D'Appolonia, E :

Otra forma simplificada para evaluar la fricción a lo largo del fuste es mediante la ecuación sugerida por D'Appolonia y otros en donde se tiene :

$$f = A_1 \bar{\sigma}_v + A_2 CU$$

Donde  $f$  es la fricción en el fuste,  $A_1$  y  $A_2$  son coeficientes,  $\bar{\sigma}_v$  es el esfuerzo vertical efectivo y  $CU$  es la resistencia al corte no drenada; generalmente el coeficiente  $A_1$  tiene el valor de cero para las arcillas y para el caso en arenas  $A_1 = k \tan \delta$ , donde  $k$  es el coeficiente de presión lateral del suelo y  $\delta$  es el ángulo de fricción entre el suelo y el pilote. El coeficiente  $A_2$  no tiene mayor trascendencia en arenas puesto que  $CU$  toma el valor de cero y en el caso de las arcillas  $0.25 \leq A_2 \leq 1.25$ .

Con todos los datos disponibles actualmente, no se pueden determinar valores para  $A_1$  y  $A_2$  tanto en forma teórica como empírica, por lo que cualquier esfuerzo por obtener una correlación entre la fricción unitaria y la capacidad por fricción con el esfuerzo vertical del suelo, así como con el esfuerzo cortante, debe enfocarse a un factor de correlación que considere la combinación de alguno de esos dos parámetros.

#### METODO LAMBDA ( $\lambda$ ) DE VIJAYVERGIYA Y FOCHT :

Otra ecuación que considera la capacidad total por fricción es :

$$Q_f = \lambda ( \bar{\sigma}_m + 2 C_m ) A_s$$



donde  $\bar{\sigma}_m$  es el esfuerzo efectivo entre la superficie del suelo a la punta del pilote,  $C_m$  es la resistencia al corte no drenada promedio a lo largo del fuste,  $A_s$  es el área de la superficie del pilote y  $\lambda$  es un coeficiente adimensional, en esta ecuación se considera el diámetro exterior del pilote constante a lo largo del mismo.

Como se sabe, se pueden presentar variaciones en los resultados debido a la influencia del material del que está hecho el pilote por lo que el estudio de Vijayvergiya está enfocado a pilotes de acero de sección tubular. Para la obtención de este método, se realizó un estudio en 47 pilotes, 43 de los cuales fueron tomados de datos ya publicados y 4 de pruebas realizadas por Mc Clelland, no obstante, de todos se conocen las características del suelo, de acuerdo a la tabla 3.3, donde se observan los datos básicos obtenidos de pruebas de carga así como su localización, se obtiene el valor correspondiente de  $Q_f$  (capacidad por fricción) obtenido como  $Q_f = Q_t - Q_p$ , donde se considera  $Q_p = N_c A_p C_u$ , siendo  $N_c$  el factor de capacidad de carga el cual toma el valor de  $N_c = 9.0$ , siendo un valor adecuado para pilotes de gran profundidad, sin embargo, aunque se presentan variaciones en el valor de  $N_c$ , esto no representa efectos significativos en el cálculo de  $Q_s$ .

El siguiente paso fué el cálculo de los valores  $\lambda$  empleando la ecuación arriba mencionada, para cada uno de los valores descritos en la misma tabla 3.3 y cuyos resultados se muestran en la gráfica de la figura 3.9, donde  $\lambda$  varía con la profundidad. La gráfica que obtuvo Vijayvergiya y Focht es una curva suave, mediante el empleo de un método numérico pero sin la intención de fijar una ecuación.

Ahora bien, la dispersión que presentan los puntos graficados se considera poca, debido al amplio rango de datos, con los que se realizó este estudio, esto es por ejemplo el tamaño del pilote y la resistencia del suelo. Cabe mencionar que en base a datos disponibles se determina que son suelos normalmente consolidados, como preconsolidados; por



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

otro lado, para el cálculo de  $\bar{\sigma}_m$  en suelos localizados por encima del NAF., se tomó el peso específico saturado ( $\gamma_{sat}$ ) y para aquellos que se encontraban por debajo de aquel se consideró el peso específico sumergido ( $\gamma'_m$ ).

El paso siguiente fué el determinar si realmente, es un método confiable por lo que se calculó la capacidad por fricción de los pilotes que forman la gráfica de la figura 3.9, mediante esa capacidad se elaboró una relación con pruebas de campo, obteniéndose una gráfica de capacidad calculada-capacidad observada contra la profundidad, la cual se observa en la figura 3.10; de esta gráfica más de la mitad de las capacidades calculadas por el criterio Lambda están dentro de un 10% de la capacidad observada (zona sombreada) y únicamente ocho puntos se desvían más de un 20%, lo cual para fines de correlación no es significativo.

Otra prueba a la que se sometió este método es su comparación con otros métodos de la misma manera que el proceso arriba descrito, de los métodos a comparar se tomaron: método A.P.I.; Tomlinson y Woodward; el resultado de esas comparaciones se muestra en las figuras 3.10b; 3.10c y 3.10d; donde en forma aproximada dos tercios de los puntos caen en el rango de  $\pm 20\%$ .

En base a estas gráficas podemos decir que el criterio Lambda es de mayor confiabilidad que los otros criterios; por lo que se afirma que el esfuerzo efectivo vertical es un factor primordial que determina la capacidad de fricción en arcillas. Por otro lado, siendo el método A.P.I. uno de los más socorridos en el diseño de las estructuras costa-fuera, resulta interesante la comparación con el criterio Lambda, para lo cual se escogieron dos zonas con arcillas típicas del Golfo de México, en las cuales se instalaron pilotes de 36 pulgadas (91.44mm); una es la zona del Delta del río Mississippi donde prevalecen las arcillas normalmente consolidadas y de las cuales se presenta un perfil de la resistencia al corte en las figuras 3.11 y 3.12; más al oeste del golfo se encuentra la otra zona, ahí yacen arcillas del pleistoceno muy recientes. Para hacer la compara-



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

ción se grafica el criterio Lambda como un porcentaje del criterio A.P.I., lo cual se observa en la figura 3.13, de estas gráficas podemos decir que para el caso de las arcillas fuertemente preconsolidadas el criterio Lambda proporciona una capacidad considerablemente mayor que la del A.P.I. hasta una profundidad de 31m y para 62m de profundidad la capacidad por fricción calculada con el método Lambda es 10% menor que la del A.P.I.

En cambio, para las arcillas normalmente consolidadas de la parte oeste del Delta presentan otro comportamiento, ya que el método Lambda proporciona capacidades ligeramente menores que las del A.P.I.; en tanto que a la profundidad de 62m únicamente alcanza el 73% de la capacidad obtenida por el A.P.I.. De lo anterior podemos decir que si generalmente, los pilotes para estructuras costa-fuera el factor de seguridad en condición de tormenta es de 1.5; el factor de seguridad real, es decir que se presenta es cercano a 1.0 por lo que para obtener un F.S. = 1.5 con la aplicación del método Lambda se requiere de un incremento en la penetración del pilote. Es obvio que cualquier cambio requerido en la penetración del pilote trae complicaciones económicas por ejemplo en áreas donde se encuentran arcillas normalmente consolidadas ó muy cercanas a este estado; debido al incremento de los costos del piloteado. Por lo anterior es urgente el realizar comprobaciones en el método para pilotes de más de 38.0m de penetración ya que hasta 1972 se contaba con los resultados confiables de sólo cuatro pruebas de pilote.

En resumen, este método basado en el esfuerzo vertical efectivo y en la resistencia al corte no drenada indica ser un método confiable para el diseño de los pilotes altamente esforzados que se emplean en las estructuras costa-fuera.

#### METODO DE BURLAND :

En 1973, Burland publica un método de diseño para pilotes a



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

fricción, basado en la consideración que durante el lapso en el cual se presentan las cargas de servicio hasta la falla del pilote, el suelo se conserva en el estado drenado, en consecuencia la capacidad del pilote se obtiene en base a los esfuerzos efectivos. Cabe mencionar que la condición de drenado,

está fundamentada en las observaciones realizadas por Kirby y Wroth quienes determinan que las presiones de poro generadas en la superficie del pilote en el instante de la carga son relativamente pequeñas; si esa consideración no es válida, el esfuerzo efectivo se modificaría en función de los cambios que sufra la presión de poro.

La condición que encuentra Burland, se basa en el hecho de que la fricción en el fuste es directamente dependiente del ángulo de fricción entre las superficies cortantes, el esfuerzo normal efectivo horizontal y del ángulo de fricción entre las superficies cortantes, el esfuerzo normal efectivo horizontal y del ángulo de fricción entre el suelo y el lote ( $\delta$ ), obteniendo :

$$\tau_f = \sigma'_h \tan \delta$$

Por otra parte, el esfuerzo efectivo horizontal se relaciona con el vertical, mediante la siguiente ecuación, cuyo valor depende del valor inicial de los esfuerzos en el terreno y de la historia de esfuerzos.

$$\sigma'_h = k \sigma'_v$$

Por lo que :

$$\tau_f = \gamma'_z k \tan \delta$$

De donde :

$$\tau_f / \gamma'_z = \beta$$



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MÉXICO

Donde Burland llamó a la fricción entre la resistencia a la fricción en el fuste ( $\tau_f$ ) y la sobrepresión ( $\gamma'_2$ ) de tal manera que :

$$\beta = k \tan \delta$$

El problema que se presenta, en la aplicación de éste método para el diseño de pilotes, yace en el hecho de escoger un valor adecuado de  $k$  y  $\delta$  los cuales son difíciles de determinar, no obstante, es posible establecer esos parámetros en condiciones de frontera probables.

Burland encontró que para pilotes hincados por martillo en arcillas suaves, los resultados obtenidos de pruebas de pilotes quedan dentro de un rango ( $0.25 < \beta < 0.4$ ), en donde el límite inferior concuerda con el valor teórico de  $\beta$  basado en la consideración de que  $\delta = \phi'$  así como  $k = k_0 = (1 - \text{seno } \phi)$ ; donde  $k_0$  es la relación in situ del esfuerzo efectivo horizontal y el esfuerzo efectivo vertical, Burland demostró que la expresión  $\beta = (1 - \text{seno } A) \tan A$  es relativamente constante dando un valor promedio de 0.25 en un amplio rango de  $A$  cuando este varía :  $20^\circ < A < 40^\circ$

La condición de falla que se presenta en pruebas de pilotes donde  $\beta > 0.25$  es suelo-suelo, debido a que el suelo que rodea al pilote por efecto de hincado, se reconsolida de tal manera en arcillas suaves que el esfuerzo efectivo horizontal resulta ser mayor que el valor in situ, sin embargo el efecto que produce el fenómeno de Creep ocasiona valores in situ que deben ser verificados; en el caso de los pilotes con perforación previa, presentan una capacidad menor que en los pilotes hincados con martillo a la vez que se presenta una reducción en los esfuerzos horizontales totales.

Burland demostró de acuerdo a la figura 2.11 del capítulo II, que lo anteriormente dicho se presenta en la práctica, así como el hecho de que una predicción teórica de la capacidad por fricción promedio, basada en la medición de  $k_0$  proporciona una línea de falla en cuya parte alta se



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

encuentran los pilotes con perforación previa y en la inferior los hincados por martillo. Asimismo determina la importancia de una correcta estimación de  $k_0$  para el caso de arcillas preconsolidadas cubiertas por un material de reciente deposición.

Burland determina que así como el valor de  $\beta = 0.8$  debe ser usado para proporcionar una estimación conservadora de la capacidad de pilotes en las arcillas de Londres, para otros tipos de arcillas es esencial el estimar su correspondiente valor de  $k_0$ , lo cual es una de las cosas más difíciles de obtener en campo, especialmente fuera de costa.

En publicaciones más recientes, se manejan los esfuerzos efectivos en distintas maneras, Flaate y Selnes demuestran que mediante la aplicación del método  $\beta$  se obtienen predicciones de la capacidad del pilote para el caso de arcillas suaves; por otra parte, determinan que en arcillas altamente preconsolidadas se obtienen mejores resultados si el esfuerzo efectivo horizontal se calcula por medio de :

$$k_0 = (O.C.R.)^{\frac{1}{2}} (1 - \text{sen} \phi)$$

En donde O.C.R., es la relación de preconsolidación ( $P_c/P_o = O.C.R.$ ,  $P_c$  = esfuerzo de preconsolidación,  $P_o$  = esfuerzo actual de suelo a la profundidad requerida); el ángulo  $\phi$  es el ángulo de fricción del suelo bajo esfuerzos efectivos. No obstante, posteriormente obtienen una teoría más sofisticada ya que incluyen el equivalente de un término por adherencia con el cual afirman tener mejores resultados.

#### OTROS METODOS :

Parry y Swain trataron de determinar el mecanismo de falla haciendolo implícito en una ley de fricción, en base al criterio de falla de Mohr-Coulomb, estableciendo que el esfuerzo cortante en la superficie del pilote en el cual se presenta la falla es dependiendo del estado gene-



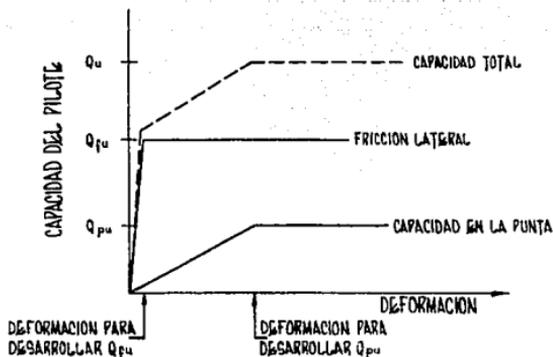
UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

ral de esfuerzos que presente el suelo y no sólo del esfuerzo efectivo horizontal.

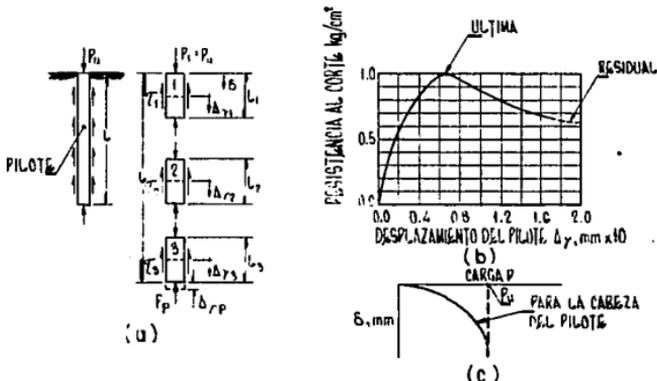
Kirby, Wroth y más recientemente Esrig y Kirby intentaron usar una teoría en base al estado crítico y diseñaron pilotes hincados por martillo en base a esfuerzos efectivos; es una investigación local y como muchas otras aún presentan puntos oscuros, tal vez los puntos más críticos de esta teoría se refieren al estado de la arcilla antes del hincado .

En la figura 3.14, se presentan dos curvas de presión efectiva contra la relación de vacíos ( $e$ ), una para arcillas normalmente consolidadas y otra para arcillas preconsolidadas; cuando se instala un pilote, la región del suelo inmediatamente cercana al pilote se remoldea completamente, la extensión de esta zona depende del volumen del pilote, en el caso de un pilote sólido, como ya se mencionó se puede extender 1.4 veces el radio del pilote a partir de su centro, en tanto que para un pilote de sección abierta, como normalmente son los que se emplean en las plataformas fijas costa-fuera, el efecto es considerablemente menor.

En general, la aplicación de los métodos de esfuerzos efectivos para el diseño de pilotes en estructuras costa-fuera, es difícil, debido principalmente al problema de la evaluación de los esfuerzos efectivos horizontales in situ, pero Burland demuestra en su método para el diseño de pilotes hincados por martillo para las arcillas de Londres, basado en la medición de la variación de  $k_0$ , la obtención de una resistencia menor a los resultados que se reportan de pruebas de campo, de la misma manera se podrá calcular la capacidad para el caso de otras arcillas, basándose en valores de  $k_0$  obtenidos de pruebas de laboratorio en arcillas remoldeadas. Finalmente es de mencionarse, que las pruebas de laboratorio demuestran la posibilidad de establecer una relación entre la fracción de preconsolidación en función de  $k_0$  y el índice plástico como se observa en la figura 3.15 donde la relación de preconsolidación puede obtenerse de pruebas hechas en el consolidómetro.



**Fig. 3.1.** IDEALIZACION DE LA RELACION QUE PRESENTAN LA RESISTENCIA POR FUSTE Y LA RESISTENCIA POR PUNTA (WHITAKER Y COOKE).



**Fig. 3.2.** RELACION DE CARGA ASENTAMIENTO PARA PILOTES AXIALMENTE CARGADOS EN ARCILLAS (COULE Y REESE).

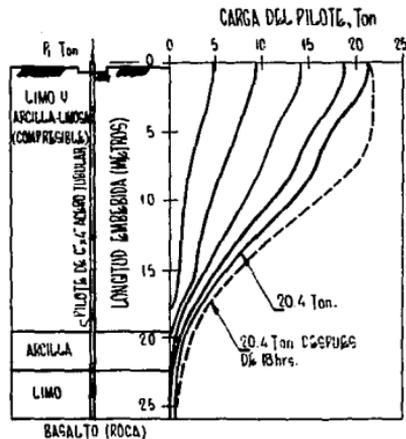


Fig. 3.3. CURVA DE TRANSFERENCIA DE CARGA PARA PILOTES EN SUELOS COMPRESIBLES EN FUNCION DEL TIEMPO.

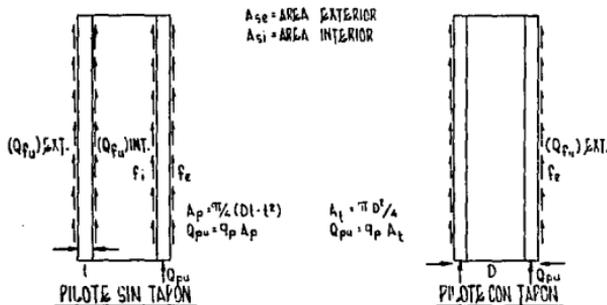


Fig. 3.4. ESFUERZOS ACTUANTES EN PILOTES SIN Y CON TAPON DE SUELO.

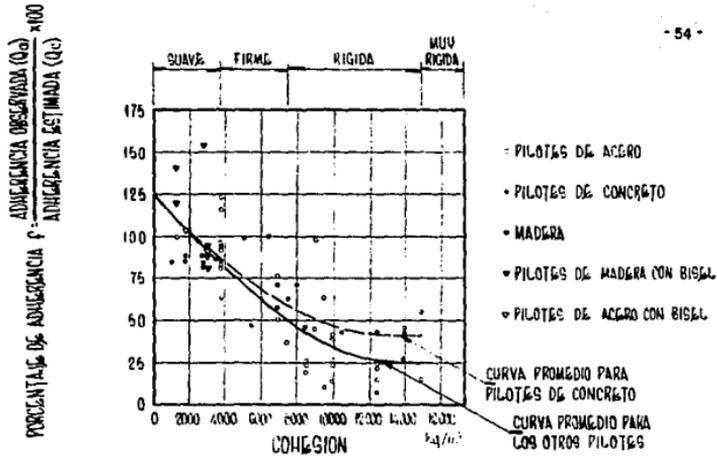


Fig. 3.5. RELACION DE ADHERENCIA OBSERVADA/ESTIMADA CONTRA LA COHESION DE LA ARCILLA.

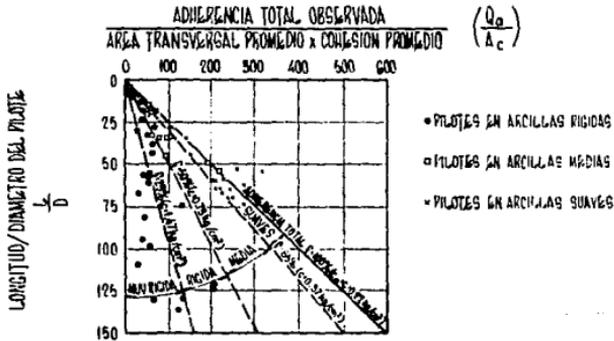


Fig. 3.6. RELACION ENTRE LA ADHERENCIA OBSERVADA Y LA LONGITUD DEL PILETE.

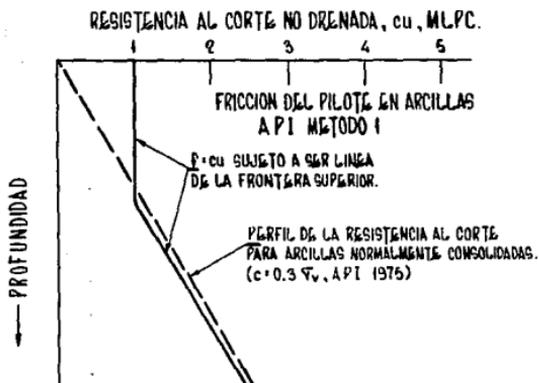


Fig. 3.7. METODO No. 1 API, RP 2A CRITERIO PARA PILOTES A FRICCIÓN EN ARCILLA.

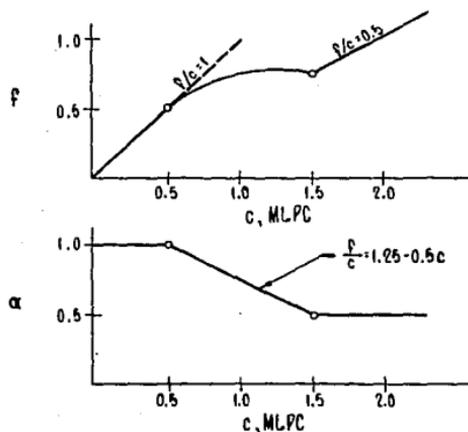
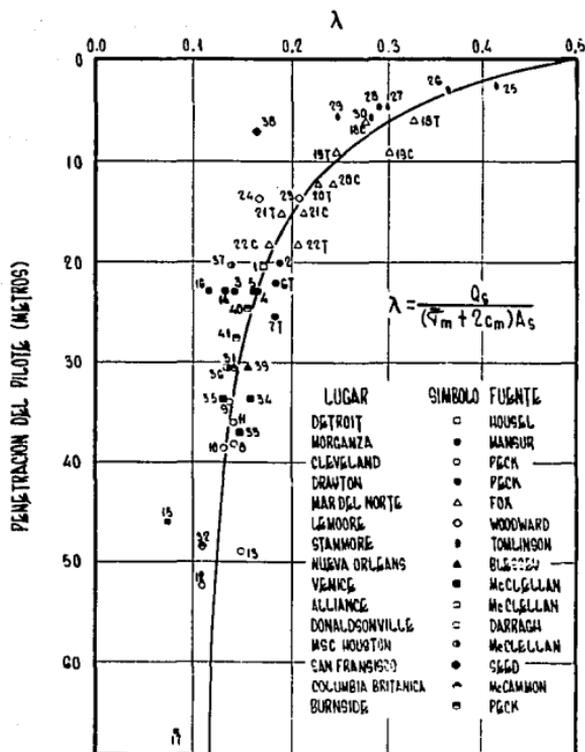
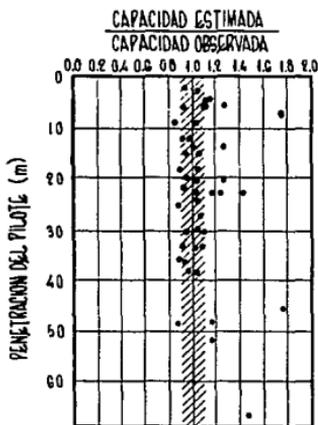


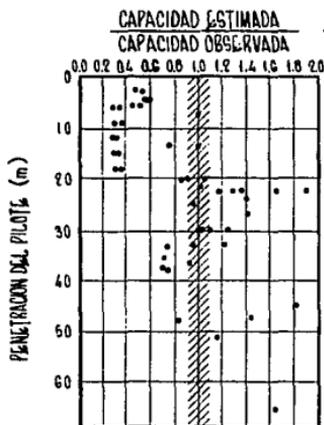
Fig. 3.8. METODO No. 2 API, RP 2A PARA ARCILLAS (1982).



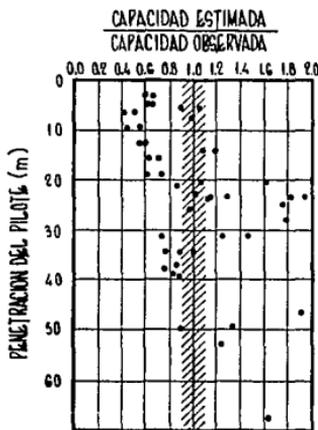
**Fig. 3.9. COEFICIENTE DE CAPACIDAD POR FRICCION,  $\lambda$ , V.S. PENETRACION DEL PILOTE.**



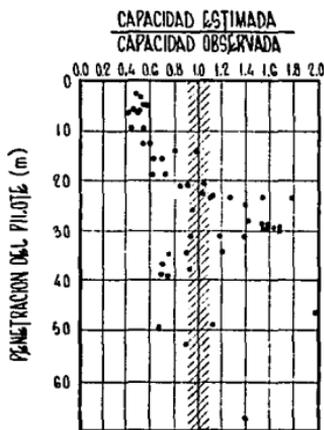
(a) NUOVO CRITERIO



(b) CRITERIO A.P.I.



(c) CRITERIO DE TOMLINSON



(d) CRITERIO DE WOODWARD

Fig. 3. 10. COMPARACION ENTRE LAS CAPACIDADES DE FRICCION ESTIMADA Y OBSERVADA.

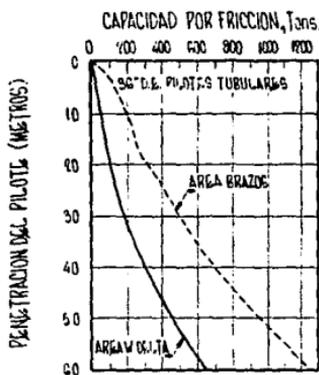
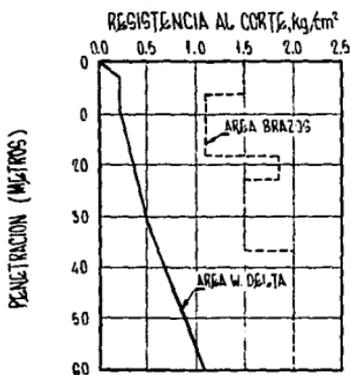
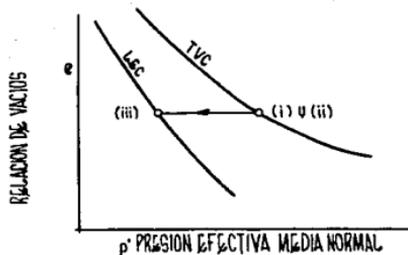


Fig. 3.11. RESISTENCIA AL CORTE TÍPICA. Fig. 3.12. CURVAS DE CAPACIDAD A FRICCION. NUEVO CRITERIO.



Fig. 3.13. COMPARACION DE CAPACIDADES CON EL NUEVO CRITERIO Y EL CRITERIO A. P. I.



(a) ARCILLAS NORMALMENTE CONSOLIDADAS.



(b) ARCILLA PRECONSOLIDADA.

Fig. 3.14. TRAYECTORIA DE CONSOLIDACION EN ELEMENTOS DE SUELO ADYACENTES AL PILOTE (KIRBY Y WROTH)

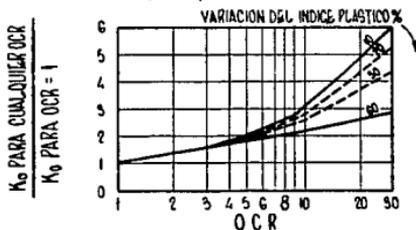


Fig. 3.15. VALORES NORMALIZADOS DE  $K_0$  GRAFICADOS CONTRA LA RELACION DE PRECONSOLIDACION (O.C.R.) PARA SUELOS CON DIVERSOS I.P.

# TABLA 3.1

| PILOTE<br>No | LOCALIZACION             | TIPO                | SECCION            | LONGITUD<br>EMBEDIDA<br>(m) | COHESION<br>EN LA<br>BASE<br>kg/cm <sup>2</sup> | COHESION<br>PROMEDIO<br>ALLO LARGO<br>(DEL FUSTE)<br>kg/cm <sup>2</sup> | CARGA<br>ULTIMA<br>POR FONCOEN<br>kg<br>TON | COHESION<br>ESTIMADA<br>Q <sub>u</sub><br>TON | AZHNERENCIA<br>TEORICA<br>Q <sub>c</sub><br>TON | PORCENTAJE<br>DE<br>AZHERENCIA<br>Q <sub>u</sub> X 100<br>Q <sub>c</sub> | TIEMPO ENTRE<br>EL HINCADO<br>Y LA CARGA | TIPO DE SUELO       | OBSERVACIONES  |
|--------------|--------------------------|---------------------|--------------------|-----------------------------|---|---|---|---|---|--|--|---------------------|--|
|              |                          |                     |                    |                             |   |   |   |   |   |  |  |                     |  |
| 1            | Detroit, U.S.A.          | Pileta de acero     | 16 pulg. diam.     | 20.0                        | 0.150   | 0.150   | 37.5  | 36.0  | 36.0  | 103  | —  | Arctis suave        | Con nivel de 1 pulg. en 3.0 m.<br>(Combs, 1950)            |
| 2            | Mora Island,<br>U.S.A.   | Madera con base     | 8 pulg. diam.      | 24.0                        | 0.340   | 0.270   | 100.0                                       | 95.5  | 62.5  | 153  | —  | Arctis suave        | Con nivel de 1 pulg. en 3.0 m.<br>(Moore, 1949)            |
| 3            | Gorhamburg,<br>SWEDEN    | ditto               | 6 1/2 pulg. diam.  | 11.0                        | 0.150   | 0.122   | 11.0  | 10.5  | 9.0   | 117  | 1 dia, 11 min.                           | Arctis blando suave | Quem. en la parte superior 10 pulg.<br>(Falkner, 1955)     |
| 4            | ditto                    | ditto               | 6 1/2 pulg. diam.  | 11.0                        | 0.150   | 0.122   | 13.0  | 12.5  | 9.0   | 140  |  | Zafes, Omas         | Quem. en la parte superior 10 pulg.<br>(Falkner, 1955)     |
| 5            | ditto                    | Acero con base      | 7 pulg. diam.      | 15.0                        | 0.200   | 0.293   | 33.0  | 32.0  | 35.5  | 90   |  | Sofes, Zamas        | Quem. en la parte superior 14 pulg.<br>(Falkner, 1955)     |
| 6            | ditto                    | Madera con base     | 3 1/2 pulg. diam.  | 15.0                        | 0.200   | 0.293   | 25.0  | 22.5  | 29.5  | 76   |  | Sofes, Zamas        | Quem. en la parte superior 11 pulg.<br>(Falkner, 1955)     |
| 7            | ditto                    | ditto               | 6 pulg. diam.      | 13.0                        | 0.200   | 0.300   | 27.0  | 26.5  | 28.5  | 93   |  | Zafes, 1 mes        | Quem. en la parte superior 11 pulg.<br>(Falkner, 1955)     |
| 8            | ditto                    | ditto               | 6 pulg. diam.      | 15.0                        | 0.200   | 0.300   | 27.0  | 26.5  | 30.0  | 88   |  | Sofes, 1 mes        | Quem. en la parte superior 10 1/2 pulg.<br>(Falkner, 1955) |
| 9            | ditto                    | Madera              | 7 1/2 pulg. diam.  | 11.0                        | 0.200   | 0.170   | 11.0  | 10.5  | 12.0  | 86   |  | Zafes, Omas         | (Falkner, 1955)  |
| 10           | ditto                    | ditto               | 7 1/2 pulg. diam.  | 10.0                        | 0.200   | 0.170   | 10.0  | 9.5   | 11.0  | 85   |  | Zafes, 7 meses      | (Falkner, 1955)  |
| 11           | ditto                    | Concreto precastado | 8 pulg. cuad.      | 13.0                        | 0.190   | 0.270   | 25.0  | 24.0  | 26.5  | 84   |  | Sofes, 1 mes        | (Falkner, 1955)  |
| 12           | ditto                    | ditto               | 8 pulg. cuad.      | 13.0                        | 0.190   | 0.270   | 24.0  | 23.0  | 26.0  | 82   |  | Sofes, 1 mes        | (Falkner, 1955)  |
| 13           | ditto                    | Madera              | 10 1/2 pulg. cuad. | 18.0                        | 0.200   | 0.270   | 46.0  | 45.0  | 51.5  | 87   |  | 1 dia, 1 mes        | (Falkner, 1955)  |
| 14           | San Francisco,<br>U.S.A. | Tuberia de acero    | 6 1/2 pulg. diam.  | 4.0                         | 0.122   | 0.120   | 2.7   | 2.5   | 2.5   | 100  | 33 dia                                   | ditto               | Pileta experimental<br>(Swed y Raska, 1955)                |
| 15           | Morgantia, U.S.A.        | ditto               | 24 pulg. diam.     | 16.0                        | 0.370   | 0.370   | 170.0                                       | 160.5   | 130.0   | 124  | —  | —                   | (U.S. Departamento de Guerra, 1950)                        |
| 16           | ditto                    | ditto               | 12 pulg. diam.     | 20.0                        | 0.370   | 0.370   | 60.0  | 56.0  | 70.0  | 83   | —  | —                   | (U.S. Departamento de Guerra, 1950)                        |
| 17           | ditto                    | ditto               | 18 pulg. diam.     | 20.0                        | 0.370   | 0.370   | 90.0  | 85.0  | 104.0   | 82   | —  | —                   | (U.S. Departamento de Guerra, 1950)                        |
| 18           | ditto                    | ditto               | 24 pulg. diam.     | 21.0                        | 0.370   | 0.370   | 140.0                                       | 131.0   | 140.0   | 93   | —  | —                   | (U.S. Departamento de Guerra, 1950)                        |
| 19           | ditto                    | ditto               | 30 pulg. diam.     | 21.0                        | 0.370   | 0.370   | 180.0                                       | 165.0   | 174.0   | 95   | —  | —                   | (U.S. Departamento de Guerra, 1950)                        |
| 20           | ditto                    | Concreto precastado | 22 pulg. cuad.     | 19.0                        | 0.370   | 0.370   | 140.0                                       | 130.0   | 156.0   | 85   | —  | —                   | (U.S. Departamento de Guerra, 1950)                        |

TABLA 3.1

(continuación)

|    |                        |  |                              |      |       |       |       |       |       |    |   |  |   |
|----|------------------------|--|------------------------------|------|-------|-------|-------|-------|-------|----|---|--|---|
| 38 | Clasame Part,<br>C. B. | Castrato procesado                         | 24 pulg. diam.               | 6.0  | 1.320 | 1.370 | 105.0 | 71.0  | 164.0 | 43 | — | Arquilla rígida                              | Plata con un armado de 5.0m. a 6.0m.<br>(Rofis y Tomlinson, 1953) |
| 39 | ditto                  | ditto                                      | 24 pulg. diam.               | 3.0  | 1.320 | 1.370 | 70.0  | 35.0  | 80.0  | 45 | — | Arquilla rígida                              | —   |
| 40 | Cleveland, U.S.A       | Plata de gran espesor<br>(Sección abierta) | 10 $\frac{1}{2}$ pulg. diam. | 20.0 | 1.100 | 0.880 | 71.0  | 66.0  | 150.0 | 44 | — | 7.0m. Arena y lino<br>13.0m. Arquilla rígida | (Pack, 1954)  |
| 41 | ditto                  | ditto                                      | 10 $\frac{1}{2}$ pulg. diam. | 26.0 | 2.930 | 0.930 | 36.0  | 21.0  | 200.0 | 10 | — | 7.0m. Arena y lino<br>19.0m. Arquilla rígida | (Pack, 1954)  |
| 42 | ditto                  | ditto                                      | 10 $\frac{1}{2}$ pulg. diam. | 27.0 | 2.930 | 1.220 | 54.0  | 39.0  | 280.0 | 14 | — | 7.0m. Arena y lino<br>20.0m. Arquilla rígida | (Pack, 1954)  |
| 43 | ditto                  | ditto                                      | 10 $\frac{1}{2}$ pulg. diam. | 29.0 | 2.930 | 1.220 | 36.0  | 21.0  | 300.0 | 7  | — | 7.0m. Arena y lino<br>22.0m. Arquilla rígida | (Pack, 1954)  |
| 44 | ditto                  | ditto<br>(Sección cerrada)                 | 10 $\frac{1}{2}$ pulg. diam. | 34.0 | 1.710 | 0.980 | 80.0  | 71.0  | 280.0 | 25 | — | 7.0m. Arena y lino<br>27.0m. Arquilla rígida | (Pack, 1954)  |
| 45 | ditto                  | ditto                                      | 10 $\frac{1}{2}$ pulg. diam. | 34.0 | 1.710 | 0.980 | 125.0 | 116.0 | 280.0 | 41 | — | ditto  | (Pack, 1954)  |
| 46 | ditto                  | ditto                                      | 10 $\frac{1}{2}$ pulg. diam. | 34.0 | 1.710 | 0.980 | 125.0 | 116.0 | 280.0 | 41 | — | ditto  | (Pack, 1954)  |
| 47 | ditto                  | ditto<br>(Sección abierta)                 | 10 $\frac{1}{2}$ pulg. diam. | 37.0 | 1.470 | 0.980 | 45.0  | 38.0  | 290.0 | 13 | — | 7.0m. Arena y lino<br>29.0m. Arquilla rígida | (Pack, 1954)  |
| 48 | ditto                  | ditto                                      | 10 $\frac{1}{2}$ pulg. diam. | 37.0 | 1.220 | 1.220 | 90.0  | 64.0  | 380.0 | 22 | — | 7.0m. Arena y lino<br>30.0m. Arquilla rígida | (Pack, 1954)  |
| 49 | ditto                  | ditto<br>(Sección cerrada)                 | 16 pulg. diam.               | 17.0 | 1.220 | 0.730 | 71.0  | 59.0  | 160.0 | 37 | — | 7.0m. Arena y lino<br>11.0m. Arquilla rígida | (Pack, 1954)  |
| 50 | ditto                  | ditto                                      | 16 pulg. diam.               | 18.0 | 1.220 | 0.680 | 90.0  | 78.0  | 160.0 | 49 | — | 7.0m. Arena y lino<br>12.0m. Arquilla rígida | (Pack, 1954)  |
| 51 | ditto                  | ditto                                      | 16 pulg. diam.               | 22.0 | 1.220 | 0.850 | 71.0  | 59.0  | 230.0 | 26 | — | 7.0m. Arena y lino<br>16.0m. Arquilla rígida | (Pack, 1954)  |
| 52 | ditto                  | ditto                                      | 16 pulg. diam.               | 22.0 | 1.220 | 0.850 | 71.0  | 59.0  | 230.0 | 26 | — | ditto  | (Pack, 1954)  |
| 53 | ditto                  | ditto                                      | 16 pulg. diam.               | 23.0 | 1.500 | 0.850 | 62.0  | 46.0  | 240.0 | 19 | — | 7.0m. Arena y lino<br>16.0m. Arquilla rígida | (Pack, 1954)  |
| 54 | ditto                  | ditto                                      | 16 pulg. diam.               | 25.0 | 2.440 | 0.980 | 100.0 | 72.0  | 300.0 | 24 | — | 7.0m. Arena y lino<br>18.0m. Arquilla rígida | (Pack, 1954)  |
| 55 | ditto                  | ditto                                      | 16 pulg. diam.               | 27.0 | 2.930 | 1.080 | 80.0  | 47.0  | 370.0 | 13 | — | 7.0m. Arena y lino<br>20.0m. Arquilla rígida | (Pack, 1954)  |
| 56 | ditto                  | ditto                                      | 16 pulg. diam.               | 33.0 | 1.470 | 1.470 | 100.0 | 84.0  | 610.0 | 14 | — | 7.0m. Arena y lino<br>27.0m. Arquilla rígida | (Pack, 1954)  |

# TABLA 3.1

(continuación)

|    |                            |                     |                     |      |       |       |       |       |       |     |         |   |  |
|----|----------------------------|---------------------|---------------------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-----|---------|---|--|
| 21 | Richmond, Cal.<br>U. S. A. | Concreto precastado | 18 pulg. x 24 pulg. | 8.0  | 0.500 | 0.640 | 118.0 | 103.0 | 103.0 | 100 | —       | —   | (Moore, 1948)  |
| 22 | Isla de Oahu, G.B.         | ditto               | 14 pulg. cuadr.     | 7.0  | 0.930 | 0.680 | 58.0  | 47.5  | 62.5  | 76  | —       | 14.0m. Arco rígido<br>5.0m. Arco rígido                       | —  |
| 23 | ditto                      | ditto               | 12 pulg. cuadr.     | 5.0  | 0.930 | 0.730 | 38.0  | 30.5  | 48.5  | 63  | —       | 1.0m. Arco suave<br>4.0m. Arco rígido                         | —  |
| 24 | ditto                      | ditto               | 12 pulg. cuadr.     | 6.0  | 0.880 | 0.370 | 24.0  | 17.0  | 27.0  | 63  | —       | 4.0m. Arco suave<br>2.0m. Arco rígido                         | 0.5m. de arena en la<br>arriba suave   |
| 25 | ditto                      | ditto               | 12 pulg. cuadr.     | 10.0 | 0.840 | 0.540 | 37.0  | 3.00  | 64.0  | 47  | —       | 4.0m. Arco suave<br>8.0m. Arco rígido                         | —  |
| 26 | ditto                      | ditto               | 12 pulg. cuadr.     | 17.0 | 0.930 | 0.500 | 105.0 | 97.5  | 99.0  | 98  | —       | 9.0m. Arco suave<br>8.0m. Arco rígido                         | —  |
| 27 | ditto                      | Tubo de acero       | 12 pulg. diam.      | 5.0  | —     | 0.890 | 53.0  | 53.0  | 54.0  | 98  | 16 días | Arco rígido   | Fuerza de adhesion por<br>estiramiento 53 ton.                                       |
| 28 | Grimsby, G. B.             | Módulo              | 14 pulg. cuadr.     | 12.0 | 1.140 | 0.680 | 80.0  | 67.0  | 118.0 | 97  | —       | 5.0m. Arco suave<br>7.0m. Arco rígido                         | —  |
| 29 | ditto                      | ditto               | 14 pulg. cuadr.     | 12.0 | 1.140 | 0.680 | 95.0  | 82.0  | 114.0 | 71  | —       | 5.5m. Arco suave<br>7.0m. Arco rígido                         | —  |
| 30 | ditto                      | ditto               | 14 pulg. cuadr.     | 12.0 | 0.098 | 0.098 | 4.0   | 3.0   | 3.5   | 85  | —       | Arco suave  | —  |
| 31 | Bramlingham,<br>G. B.      | Concreto precastado | 14 pulg. cuadr.     | 14.0 | 0.88  | 1.220 | 112.0 | 102.0 | 235.0 | 43  | —       | Arco rígido con<br>estratos firmes                            | —  |
| 32 | Barnes, G. B.              | ditto               | 12 pulg. cuadr.     | 8.0  | 2.250 | 1.470 | 78.0  | 60.0  | 142.0 | 55  | 9 meses | Arco rígido a<br>muy rígido                                   | Carga última de 96 ton.<br>un mes después de la carga.<br>(Meyerhof y Burdick, 1953) |
| 33 | ditto                      | ditto               | 12 pulg. cuadr.     | 4.0  | 1.500 | 0.782 | 39.0  | 27.0  | 39.0  | 71  | 9 meses | Arco rígido   | Carga última de 42 ton.<br>un mes después de la carga.<br>(Meyerhof y Burdick, 1953) |
| 34 | Edinboro Park,<br>G. B.    | ditto               | 14 pulg. cuadr.     | 12.0 | 1.220 | 1.030 | 86.0  | 71.5  | 170.0 | 42  | 20 días | 40m. Arco suave y arena<br>40m. Arco rígido y herbe           | (Rada y Tomlinson, 1953)   |
| 35 | ditto                      | ditto               | 14 pulg. cuadr.     | 11.0 | 1.220 | 1.220 | 60.0  | 45.5  | 186.0 | 24  | 5 días  | 40m. Arco suave y arena<br>70m. Arco rígido y herbe           | (Rada y Tomlinson, 1953)   |
| 36 | ditto                      | ditto               | 14 pulg. cuadr.     | 8.0  | 0.710 | 0.830 | 52.0  | 44.0  | 96.0  | 46  | 57 días | 1.4m.<br>0.8m. Arco firme<br>2.0m. Turba<br>4.0m. Arco rígido | (Rada y Tomlinson, 1953)   |
| 37 | ditto                      | ditto               | 24 pulg. diam.      | 9.0  | 1.320 | 1.370 | 68.0  | 34.0  | 125.0 | 27  | —       | Arco rígido   | (Rada y Tomlinson, 1953)   |

**TABLA 3.2**

| MATERIAL DEL PILOTE | COHESION DE LA ARCILLA<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | ADHERENCIA DEL PILOTE<br>A LA ARCILLA<br>Ca (kg/cm <sup>2</sup> ) |
|---------------------|---|---|
| CONCRETO Y MADERA   | SUAVE 0.00 - 0.37                               | 0.00 - 0.34   |
| CONCRETO Y MADERA   | FIRME 0.37 - 0.73                               | 0.34 - 0.44   |
| CONCRETO Y MADERA   | RIGIDO 0.73 - 1.47                              | 0.44 - 0.64   |
| ACERO               | SUAVE 0.00 - 0.34                               | 0.00 - 0.29   |
| ACERO               | FIRME 0.34 - 0.73                               | 0.29 - 0.37   |
| ACERO               | RIGIDO 0.73 - 1.47                              | INCONCLUSO  |

**TABLA 3.3**

| INDICE No. | LUGAR DE LA PRUEBA | DIMENSION DEL PILOTE |          | CAPACIDAD DE FRICCION DE LA PRUEBA (tons.) | RESISTENCIA AL CORTE PROMEDIO (kg/cm <sup>2</sup> ) | ESFUERZO VERTICAL PROMEDIO (kg/cm <sup>2</sup> ) | COEFICIENTE DE CAPACIDAD POR FRICCION λ | REFERENCIA |
|------------|--------------------|----------------------|----------|--|---|--|---|------------|
|            |                    | DIAM. (pulg.)        | PEN. (m) |  |   |  |   |            |
| 1          | DETROIT            | 18                   | 20.0     | 41   | 0.14  | 0.89   | 0.170                                   | HOUDEL     |
| 2          | MORBANZA           | 24                   | 20.0     | 109  | 0.34  | 1.08   | 0.188                                   | MANSUR     |
| 3          | MORBANZA           | 18                   | 23.0     | 77   | 0.34  | 1.19   | 0.142                                   | MANSUR     |
| 4          | MORBANZA           | 24                   | 23.0     | 116  | 0.34  | 1.19   | 0.168                                   | MANSUR     |
| 5          | MORBANZA           | 20                   | 23.0     | 144  | 0.34  | 1.18   | 0.161                                   | MANSUR     |
| 6          | MORBANZA           | 24                   | 22.0     | 129  | 0.34  | 1.13   | 0.182                                   | MANSUR     |
| 7          | MORBANZA           | 18                   | 25.0     | 116  | 0.34  | 1.20   | 0.182                                   | MANSUR     |
| 8          | CLEVELAND          | 10 3/4               | 38.0     | 251  | 1.86  | 2.20   | 0.142                                   | PECK       |
| 9          | CLEVELAND          | 10 3/4               | 34.0     | 201  | 1.48  | 2.05   | 0.138                                   | PECK       |
| 10         | CLEVELAND          | 10 3/4               | 38.0     | 257  | 1.80  | 2.28   | 0.132                                   | PECK       |
| 11         | CLEVELAND          | 10 3/4               | 38.0     | 228  | 1.54  | 2.18   | 0.141                                   | PECK       |
| 12         | CLEVELAND          | 10 3/4               | 32.0     | 239  | 1.09  | 2.79   | 0.108                                   | PECK       |
| 13         | CLEVELAND          | 10 3/4               | 49.0     | 303  | 1.11  | 2.83   | 0.149                                   | PECK       |
| 14         | DRAYTON            | 12 3/4               | 23.0     | 89   | 0.54  | 1.15   | 0.133                                   | PECK       |
| 15         | DRAYTON            | 12 3/4               | 48.0     | 107  | 0.54  | 2.07   | 0.113                                   | PECK       |
| 16         | DRAYTON            | 12 3/4               | 23.0     | 89   | 0.54  | 1.15   | 0.133                                   | PECK       |
| 17         | DRAYTON            | 12 3/4               | 68.0     | 221  | 0.54  | 2.90   | 0.082                                   | PECK       |
| 18 C       | MAR DEL NORTE      | 30                   | 6.0      | 210  | 2.44  | 0.34   | 0.275                                   | FOX        |
| 18 T       | MAR DEL NORTE      | 30                   | 6.0      | 249  | 2.44  | 0.34   | 0.326                                   | FOX        |
| 19 C       | MAR DEL NORTE      | 30                   | 9.0      | 384  | 2.44  | 0.31   | 0.300                                   | FOX        |
| 19 T       | MAR DEL NORTE      | 30                   | 9.0      | 291  | 2.44  | 0.31   | 0.247                                   | FOX        |
| 20 C       | MAR DEL NORTE      | 30                   | 12.0     | 486  | 3.05  | 0.28   | 0.243                                   | FOX        |
| 20 T       | MAR DEL NORTE      | 30                   | 12.0     | 448  | 3.05  | 0.28   | 0.227                                   | FOX        |
| 21 C       | MAR DEL NORTE      | 30                   | 15.0     | 592  | 3.40  | 0.28   | 0.211                                   | FOX        |
| 21 T       | MAR DEL NORTE      | 30                   | 15.0     | 531  | 3.40  | 0.28   | 0.189                                   | FOX        |
| 22 C       | MAR DEL NORTE      | 30                   | 18.0     | 708  | 3.28  | 1.03   | 0.178                                   | FOX        |
| 22 T       | MAR DEL NORTE      | 30                   | 18.0     | 682  | 3.28  | 1.03   | 0.208                                   | FOX        |
| 23         | LEMOORE            | 12 3/4               | 14.0     | 59   | 0.46  | 1.14   | 0.207                                   | WOODWARD   |
| 24 T       | LEMOORE            | 12 3/4               | 14.0     | 91   | 1.39  | 1.14   | 0.189                                   | WOODWARD   |
| 25         | STANMORE           | 6 3/8                | 2.0      | 13   | 1.11  | 0.28   | 0.418                                   | TOMLINSON  |
| 26         | STANMORE           | 6 3/8                | 3.0      | 14   | 1.12  | 0.28   | 0.364                                   | TOMLINSON  |
| 27         | STANMORE           | 6 3/8                | 5.0      | 21   | 1.23  | 0.44   | 0.299                                   | TOMLINSON  |
| 28         | STANMORE           | 6 3/8                | 5.0      | 20   | 1.23  | 0.44   | 0.288                                   | TOMLINSON  |
| 29         | STANMORE           | 6 3/8                | 5.8      | 28   | 1.32  | 0.53   | 0.247                                   | TOMLINSON  |
| 30         | STANMORE           | 6 3/8                | 5.8      | 26   | 1.32  | 0.53   | 0.281                                   | TOMLINSON  |
| 31         | COLUMBIA BRITANICA | 24                   | 20.0     | 198  | 0.59  | 1.29   | 0.142                                   | MACAMMON   |
| 32         | COLUMBIA BRITANICA | 24                   | 47.8     | 366  | 0.75  | 2.02   | 0.110                                   | MACAMMON   |
| 33         | VENICE             | 12                   | 36.0     | 110  | 0.29  | 1.83   | 0.148                                   | MCCLELLAND |
| 34         | ALLIANCE           | 12 3/4               | 33.0     | 108  | 0.38  | 1.24   | 0.158                                   | MCCLELLAND |
| 35         | ALLIANCE           | 12 3/4               | 33.0     | 96   | 0.50  | 1.10   | 0.132                                   | MCCLELLAND |
| 36         | DONALDSONVILLE     | 12 3/4               | 30.0     | 91   | 0.48  | 1.22   | 0.135                                   | DARRASH    |
| 37 T       | MRC HOUSTON        | 12 3/4               | 20.0     | 60   | 1.15  | 1.62   | 0.138                                   | MCCLELLAND |
| 38         | SAN FRANCISCO      | 6 1/2                | 7.0      | 3  | 0.12  | 0.51   | 0.182                                   | SEED       |
| 39         | NEWVA ORLEANS      | 20                   | 30.0     | 118  | 0.29  | 1.09   | 0.188                                   | BLESNEY    |
| 40         | BURNSIDE           | 12 3/4               | 24.0     | 88   | 0.61  | 1.02   | 0.182                                   | PECK       |
| 41         | BURNSIDE           | 12 3/4               | 27.0     | 98   | 0.61  | 1.14   | 0.144                                   | PECK       |
| 42         | PARO DEL SUR       | 14                   | 100.0    | 104  | 0.98  | 0.28   | 0.130                                   | MCCLELLAND |

NOTA: Las pruebas son en su mayoría, a compresión, a excepción de aquellas que se indican a tenedón mediante T.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

## CAPITULO IV

### TIPOS DE PILOTES

A manera de describir los principales tipos de pilotes así como los materiales de los cuales se fabrican, es conveniente agregar este capítulo; mencionando en forma breve sus ventajas y desventajas, siendo estas las características que permiten al ingeniero especialista en cimentaciones, juzgar el tipo adecuado dependiendo de la estructura y de las condiciones del medio, que por otra parte permitirá intuir algunas de las razones por las cuales se dejaron de emplear ciertos tipos de pilotes así como de materiales.

#### PILOTES DE MADERA :

Este pilote, se emplea cuando la economía en la cimentación es un factor determinante, pero donde las cargas por aplicar son pequeñas. Los pilotes de madera son diseñados para trabajar a fricción principalmente, por lo que debe eliminarse la corteza además de ser de una sección lo más recta posible y sin ramas; algunos de los principales tipos de árboles que se utilizan son el abeto, pino, ciprés, picea, maple, cedro, olmo y por supuesto el roble.

#### Dimensiones y Capacidades :

Las longitudes típicas en los pilotes de madera son de 30 a 60 pies (9 a 18m); aunque se pueden manejar longitudes más grandes 80 a 110 pies (24 a 34m); los diámetros de la parte superior están dentro del rango de 12 a 20 pulgadas (30.5 a 51.0cm), en tanto que los de punta pueden ser de 6 a 10 pulgadas (15 a 25cm).

Las cargas de diseño que se manejan en los pilotes de made-



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

ra son bajas por lo general son del orden de 15 a 40 ton, en tanto que el esfuerzo permisible varía de acuerdo al tipo de árbol; para el caso de las maderas denominadas "duras", como lo son el abeto, pino, roble, ciprés y otros el esfuerzo permisible se limita a 1200 psi ( $84\text{kg/cm}^2$ ) ó menos, en tanto que para las maderas "suaves" como el pino rojo, cedro y otros, el valor permisible debe estar en el rango de 400 a 800psi ( $28$  a  $56\text{kg/cm}^2$ ).

#### Instalación :

Los pilotes de madera se hincan con martillo, el cual debe proporcionar una energía máxima de 15,000 a 20,000 libras-pie (2,076 a 2,768 kg-m), el hincado debe limitarse a una resistencia aproximada de cuatro golpes por pulgada, con un martinete de 15,000lb (6,810kg) para poder minimizar los daños al pilote.

En el hincado de los pilotes de madera, éste debe prepararse en su parte superior en donde se cortará a modo de que se obtenga una sección cuadrada presentando un bisel en sus aristas; en ocasiones la punta se limpia y se coloca una zapata de acero para evitar que ésta se dañe y presente el efecto de "brooming" ( se florea con apariencia de escoba ).

#### Durabilidad :

Los pilotes de madera son sensibles al deterioro ocasionado por los insectos, polilla marina y hongos; estos ataques pueden disminuirse mediante la aplicación de la "creosota" (substancia oleaginosa extraída del alquitrán) y/o con la instalación de los pilotes a una profundidad tal que no se vea afectado por cambios volumétricos, lo cual bien puede ser abajo del nivel freático. No obstante, el uso de la "creosota" no resulta de gran ayuda para algunos tipos de polilla marina, por lo que en el caso de pilotes hincados en aguas de mar se recomienda emplear el encamizado ya sea de acero ó concreto.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

#### **Ventajas y Desventajas :**

La ventaja más grande que presenta el pilote de madera es su bajo costo, por su peso permite que su manejo e hincado sean de manera sencilla además por su flexibilidad son ideales para el tipo de estructuras como los llamados "dolphins" (Dunque de Alba) y defensas.

Por otra parte, las mayores desventajas que presenta el pilote de madera son: su baja capacidad de carga, poca resistencia a la corrosión, dificultad para inspeccionarse mediante propagación de ondas, así como su baja resistencia a los esfuerzos por hincado. Otra desventaja que presenta es la limitación en cuanto a longitudes ya que por lo general son de 60 pies (18m) ó menos además de los problemas que se tienen al empalmar los tramos sin mencionar su poca capacidad por punta debido al reducido diámetro que presentan.

#### **PILOTES DE ACERO DE SECCION "H" :**

Estos pilotes son fabricados en secciones de acero rolado con patines amplios; pueden hincarse a grandes profundidades en suelos de tipo arcilloso, por lo general son pilotes de gran capacidad de carga a fricción por su gran área lateral.

Este tipo es idóneo en suelos compactos ó poco cohesivos, característica que se torna importante cuando se presentan estratos compactos que sobreyacen a otros de tipo compresible, funcionando como pilotes de punta; esto puede hacerse debido a que los pilotes de sección "H" son de poco ó nulo desplazamiento, además de que pueden soportar grandes esfuerzos durante el hincado.

#### **Capacidad y Dimensiones :**

Su longitud al igual que el caso de los pilotes de madera es



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

limitada, los tramos pueden ser de 140 pies (43m) y al formar secciones acopladas pueden alcanzar longitudes de más de 230 pies (70m); por lo general las longitudes de uso más común están en un rango de 40 a 100 pies (12 a 30m); las cargas más comunes que se manejan en este tipo de pilotes son de 40 a 120 ton, no obstante se han manejado cargas de más de 200 ton pero reforzando secciones. Los pilotes de sección "H" son normalmente disponibles en secciones de HP8 a HP14 y su esfuerzo permisible debe limitarse a 12,000 psi (845kg/cm<sup>2</sup>).

#### Instalación :

En general, los pilotes de sección "H" son fáciles de hincar ya que no requieren de un manejo cuidadoso, soportan altos esfuerzos de hincado y desplazan poco suelo durante el mismo. Sin embargo, este tipo de pilote puede sufrir deflexiones por obstrucción en el hincado, las cuales no pueden detectarse por no ser de fácil acceso a una inspección visual ó en su defecto a una localización por "tacto" de la obstrucción, mediante el uso de cable ó bastón .

Por especificación, los pilotes de sección "H" requieren placas a modo de cabeceras para poder ser hincados, aunque según las últimas investigaciones estas no son necesarias si en la cabeza el pilote se amplía en al menos 6 pulgadas (15cm).

#### Durabilidad :

Los pilotes de sección "H" están sujetos a los efectos de la corrosión, pero en la actualidad se cuenta con varios métodos de protección como el tipo catódico de aluminio y otro tipo de cubiertas inorgánicas, así como el encamizado de concreto. Cuando este tipo de pilote se instala en aguas dulces no presentan serios daños por corrosión, a excepción que el medio presente carbón ó que contenga suelos de tipo alcalino, en pre



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

sencia de "cinder fills" (cenizas) ó deshechos industriales.

#### Ventajas y Desventajas :

Entre sus ventajas, se tiene la de soportar grandes cargas axiales y laterales así como los esfuerzos por hincado; es fácil de acoplar y cortar tramos, así como de maniobrar; es muy durable en aguas dulces y no presenta deslizamientos durante el hincado .

Algunas de las más notables desventajas es la de su poca capacidad axial por fricción en arenas sueltas, su inaccesibilidad para ser inspeccionado por visión directa en la parte que se encuentra embebida en el suelo; presenta posibles deflexiones por hincado; son de un alto costo inicial y es demasiado susceptible a la corrosión en medios agresivos, como el agua de mar.

#### PILOTES PRECOLADOS :

Este tipo de pilotes también es de uso común en instalaciones marinas así como en las estructuras que se extienden por encima del agua o del nivel de tierra. Si son adecuadamente reforzados, estos pilotes pueden soportar grandes cargas tanto axial como lateral. Por conveniencia, este tipo de pilote se dividirán en dos categorías: 1) Pilotes Presforzados y 2) Pilotes no Presforzados.

#### PILOTES PRECOLADOS Y PRESFORZADOS :

El diseño detallado de los pilotes presforzados de concreto se ha estandarizado, esto es para los de sección cuadrada y octogonales, que son de 10 a 24 pulgadas (25 a 60cm) de lado ó ancho según el caso, en tanto que para los de forma cilíndrica son de 36, 48 y 54 pulgadas (91.4, 121.9 y 137.0cm) de diámetro.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

Los pilotes presforzados son usados en longitudes de hasta 200 pies (61.0m) y generalmente son diseñados para trabajos a fricción para cargas de aproximadamente 300 ton; el esfuerzo al cual debe someterse el presfuerzo debe limitarse a un 20% de la resistencia a la compresión a los 28 días (A.C.I.).

#### Instalación :

Como ya se mencionó, los pilotes presforzados de concreto pueden soportar grandes esfuerzos al hincado, además de que no requieren técnicas especiales de hincado; se puede emplear chiflón cuando se hincan en estratos compactos de arena, esto se aplica principalmente cuando son pilotes huecos, pero debe tenerse cuidado para prevenir fallas internas por esfuerzos de tensión radial.

#### Durabilidad :

Debido al presfuerzo, los efectos de agrietamiento, se ven reducidos, por lo que son más resistentes al deterioro debido a partículas abrasivas ó por acción de las bajas temperaturas, así como por corrosión; además de la ya bien conocida resistencia del concreto a los ataques biológicos. No obstante, se pueden dañar si el agua que se encuentra en el suelo contiene ácidos, alcalinos u otros. Pero dicho daño puede reducirse ó eliminarse con el empleo de cementos resistentes a sulfatos.

#### Ventajas y Desventajas :

Una de las principales ventajas es su gran capacidad tanto axial como lateral, así como su durabilidad por los cementos de alta resistencia. Los pilotes presforzados de forma cilíndrica y hueca pueden hincarse a través de estratos compactos de arena y son de fácil manejo.

De sus desventajas se tiene su alto costo inicial, su dificultad en los ensambles, en cortes, así como la posibilidad de falla debi-



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

da a esfuerzos internos.

#### PILOTES PRECOLADOS NO PRESFORZADOS :

Por lo general son de sección transversal cuadrada u octagonal, de aproximadamente de 12 a 24 pulgadas (30 a 60cm) de lado. Los pilotes con punta tienen longitudes de aproximadamente 40 pies (12.0m), pero los que carecen de ella pueden presentar una longitud de 40 a 60 pies (12 a 18m), sin embargo se han llegado a usar longitudes de hasta 100 pies (31m). Las cargas de diseño para este tipo de pilotes son de aproximadamente 100 ton; pero el máximo esfuerzo debe limitarse a un 15% de la resistencia a la compresión a los 28 días, de acuerdo a las especificaciones A.C.I. .

#### Instalación :

La durabilidad de los pilotes precolados sin presfuerzo, es similar a la de los presforzados sin embargo, aquellos presentan pequeñas grietas, lo que la hacen más vulnerables a la corrosión; por lo que para prevenir daños al refuerzo, debe emplearse un recubrimiento mínimo de 2.0 pulgadas (5.0cm) .

#### Ventajas y Desventajas :

Tienen una gran capacidad de carga, durabilidad, un relativo bajo costo y puede ser inspeccionado mediante métodos indirectos como los de propagación de onda; en lo que a desventajas toca, son difíciles de maniobrar, presentan dificultad al hincado en arenas compactas, en su acoplamiento y en el corte de tramos .

#### PILOTES COMPUESTOS :

Este tipo de pilotes se emplean donde los pilotes de uso normal son inconvenientes ó donde se requiere un pilote largo a un costo lo



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

más bajo posible.

Estos pilotes están hechos de dos tipos de material, por lo general acero ó madera en su parte inferior y en la superior de concreto. Las combinaciones típicas incluyen : 1) Una sección inferior de madera la cual deberá estar por debajo del nivel freático conectado a una sección superior de concreto precolado in situ. 2) Una sección inferior de acero, el cual puede ser una sección "H" con su sección superior precolada.

Capacidad y Dimensiones :

La longitud de este tipo de pilotes varía grandemente pero se limita a 180 pies (55.0m); cuando se tienen cargas mayores de 150ton estas se refuerzan mediante pilotes compuestos. En general el esfuerzo permisible debe estar determinado por el material más frágil.

Instalación :

Esta varía grandemente, sin embargo algunas veces este tipo de pilote son hincados como una sola unidad, no obstante una técnica muy común de hincado es el hincar la parte inferior por medio de una guía para posteriormente hincar la parte superior y formar la junta.

Durabilidad :

Los pilotes compuestos por lo general son de gran durabilidad ya que los materiales son normalmente escogidos a modo de que puedan evitar ser dañados por el medio ambiente.

Ventajas y Desventajas :

La principal ventaja son sus largos tramos a un bajo costo



UNIVERSIDAD NACIONAL  
ALFARIN

inicial así como su excelente durabilidad y su principal desventaja es la obtención de una perfecta junta.

#### PILOTES DE COLUMNA BARRENADA :

Este tipo de pilote ha ganado popularidad en los últimos años, especialmente en arenas donde las condiciones de la superficie facilitan el uso de máquina.

El tipo de maquinaria empleada en éste tipo de actividad son las de perforación rotatoria; la columna perforada puede ser cilíndrica ó amorfa, dependiendo de las condiciones del suelo y de las cargas de diseño.

#### Capacidad y Dimensiones :

Este tipo de pilote puede soportar cargas axiales de 2000ton ó más; sin embargo, las cargas típicas de diseño son del orden de 300 a 400 ton; el diámetro máximo para el tipo de pilote columna es de 10 pies (3.05m), en tanto que para el tipo amorfo de escarificador, el diámetro está normalmente limitado a 20 pies (7.0m) .

Las profundidades máximas, dependen del equipo de perforación pero el rango normal es de 200 pies (60.96m), pudiendo ser más. El esfuerzo permisible en el concreto, no debe exceder de 0.25f'c y el esfuerzo permisible en el acero debe limitarse a 12,000 psi (844.4kg/cm<sup>2</sup>).

#### Instalación :

La columna perforada, se construye mediante la perforación previa de un hueco a la profundidad deseada donde se instala el acero de refuerzo y se llena con concreto. Todo el conjunto soportará cargas laterales así como fuerzas de tensión; cuando se requiere de una capacidad de carga mayor, la base del pilote se aumentará mediante una herramienta es-



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AV. PÉREZ

pecial a manera de formar una campana ó una simple escarificación.

En suelos con socavones, la excavación se realiza mediante el uso del chiflón, otro método comunmente usado en arcillas es mediante el uso de ademes; se agrega una lechada previamente instalada y se sella el ademe al suelo; la lechada es bombeada desde dentro del ademe, en tanto que la perforación avanza hasta la profundidad adecuada mediante una perforadora más pequeña que la empleada en un principio.

Una vez alcanzada la profundidad deseada, es aquí cuando se requiere instalar el acero de refuerzo y el colado puede dar comienzo. El ademe puede sacarse ó dejarse en el agujero; si esto último ocurre debe asegurarse que se tenga una columna de concreto tal que con la presión atmosférica llene completamente el hueco .

Por lo general se emplean dos tipos de barrenos, el tipo cubo "bucket" y la helicoidal abierta, las cuales pueden ser montadas en camiones, grúas ó esqúis. Cuando se tiene roca y ésta presenta mucha resistencia para ser perforada con las herramientas arriba mencionadas, se emplean otras herramientas como los dientes multigratorios así como los de aire comprimido.

Para realizar escarificaciones, debe emplearse una herramienta especial como el sistema de palanca que acciona unas hojas cortantes hacia los lados del orificio al mismo tiempo que la máquina de perforación empieza a rotar( bote rotatorio ó rima ).

Ventajas y Desventajas :

Una de las principales ventajas es su gran capacidad tanto axial como lateral o a la tensión; poco tiempo de construcción; poco número de etapas; disminución de ruido, vibración y desplazamientos del sue-



lo dentro de su construcción y facilidad de inspección.

La mayor de las desventajas es su dificultad para inspeccionarse mediante métodos de visión directa en su parte embebida en el suelo, cuando se emplea ademe, donde además se pueden presentar fallas si la lechada que se encuentra fuera del ademe se le permite fluir dentro de él ó si la adherencia entre el concreto y la parte interna del ademe es tal que el concreto se levante cuando se extraiga el ademe .

#### PILOTES DE ACERO SECCION TUBULAR :

Siendo este tipo de pilote de interés particular para el presente trabajo, se tratará en forma más amplia que los otros tipos anteriormente descritos.

Primeramente, se describirán algunos de los aspectos generales de fabricación, así como algunas de las características más sobresalientes de las estructuras metálicas, lo cual es necesario mencionar debido a que es el material empleado en la fabricación del pilote a tratar.

Por lo general, este tipo de pilote se debe manufacturar de acuerdo a las especificaciones ASTM, dependiendo del tipo de acero, el cual puede ser de alta resistencia y/o baja aleación; actualmente, se fabrican en acero al carbono en caliente, ya sea por el método de soldadura continua o sin costura.

En el proceso de soldadura continua los rollos de lámina, a los cuales suele denominarse como plancha para tubos se sueldan extremo con extremo, a modo de formar una tira continua de acero, la cual pasará por los hornos. Conforme la plancha sale del horno se le va dando la forma de un tubo circular el cual será soldado por presión, como puede verse en la figura 4.1; posteriormente, el tubo pasa a unos rodillos que lo re-



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

ducen y estiran para darle el diámetro y espesor deseados.

Para el caso de la fabricación sin costura, se calienta una barra sólida redonda de un tamaño predeterminado la cual será perforada en forma axial mediante un husillo al momento que la barra esté girando a gran velocidad, lo cual se aprecia en la figura 4.2. Después, el tubo pasará a una roladora especial, para formar perfiles cuadrados ó rectangulares, si es que son estas las secciones deseadas.

Por otra parte, podemos decir que el uso de miembros tubulares redondos así como los de sección cuadrada, se van adoptando más en las estructuras; por una parte los tubos son de interés especial para los arquitectos, ya que son vistos desde un punto de vista estético y para el ingeniero desde un punto de vista de efectividad como elemento estructural.

A continuación se mencionarán algunas de las características de la sección tubular, una de las más importantes es el hecho de que para un determinado peso, no existe ninguna sección que tenga resistencia mayor a la torsión que la sección tubular y en el caso de cargas dinámicas el tubo posee una frecuencia a la vibración más alta que la de cualquier otra sección incluyendo la sección sólida circular. Por viento, la resistencia al paso del mismo, es menor que la que ofrece una sección plana y algunos códigos permiten una reducción de una tercera parte de la carga de viento, en comparación con el área proyectada equivalente; además, un tubo puede llegar a tener de un 30 a 40% menos de superficie que un perfil laminado equivalente, reduciéndose así los costos por mantenimiento en pintura, protección contra el fuego, etc. Además, gracias a la apariencia exterior del tubo se evita que se acumulen residuos de basura ó humedad, lo que disminuye notablemente el efecto de la corrosión, factor que es de suma importancia en las estructuras cercanas al mar.

En épocas pasadas, el uso de los tubos era restringido por



efecto de las conexiones y sin duda algo que vino a solucionar parcialmente esto fué el desarrollo de las máquinas cortadoras automáticas con soplete de oxiacetileno, la que permite no sólo cortar tubos para ajustarse a superficies planas sino también para realizar conexiones entre secciones tubulares; las máquinas cortadoras habilitan a los tubos en tal forma que simplifican las soldaduras en las juntas.

Por otro lado, el uso de los tubos como componente estructural no es nuevo, puesto que ya en 1859 se construyó el puente Real Alberto, en Saltash Inglaterra, en donde se emplearon secciones tubulares remachadas en la cuerda superior.

En lo que a costo se refiere, haciendo una comparación entre las secciones tubulares y las secciones laminadas podemos decir que se equilibra con el incremento en peso requerido para el caso de los perfiles laminados.

Para el diseño, es del conocimiento que éste se rige por el área, momento de inercia, radio de giro, el módulo de sección y tipo de acero; ahora bien, cuando un miembro se somete a una fuerza de tensión simple, su efectividad está en función de su área transversal, del tipo de acero así como de su método de conexión, por lo que un tubo circular ó una sección cajón así como cualquier otro perfil laminado, tendrá la misma resistencia; en este tipo de aplicación la forma tubular no tiene ventaja alguna y en base al costo de producción de una sección laminada y una sección tubular, esta última queda en desventaja con aquella cuando únicamente se considere la fuerza de tensión.

Para fuerzas a compresión, debe considerarse con sumo cuidado su relación de esbeltez; donde se encuentre involucrado el radio de giro, en el caso de las secciones tubulares, es igual en sus ejes principales resultando esto ventajoso en el pandeo. Sin embargo es de mencionarse



que su efectividad se hace más notable siempre y cuando la longitud de pandeo también resulte igual con respecto a los ejes, ya que de lo contrario la sección cajón rectangular resulta más económica.

Para el caso de columnas con igual momento de inercia, lo que bien puede ser un pilote, se tiene un ahorro del 30% al emplear sección cajón, pudiendo alcanzar hasta un 50% cuando se empleen secciones tubulares.

Una vez comentadas las características de las secciones tubulares en general, se remarcarán aún más al referirse a su aplicación exclusiva en los pilotes. Primeramente se menciona su versatilidad de hincarse con su extremo final abierto ó cerrado, los cuales en ocasiones son llenados con concreto, lo que les permite incrementar su capacidad en algunos casos extremos e incluso reforzados mediante secciones HP además del grauteado (lechada de alta resistencia).

El pilote de sección tubular al igual que el pilote de sección H propiamente, no presentan restricción en lo que a longitud concierne; las longitudes de uso normal son de 10 a 240 pies (3.048 a 73.15m), para el caso de las estructuras costa-fuera (específicamente plataformas fijas para explotación de hidrocarburos).

El espesor es variable, siendo más grande en la zona correspondiente a la línea de fodos, puesto que ahí se presentan los mayores esfuerzos; el espesor por lo general disminuye conforme aumenta la profundidad, debido principalmente al incremento de la resistencia del suelo, pero el diámetro exterior siempre se conserva; en la tabla 4.1 se tienen los espesores más comunes empleados en las estructuras costa-fuera así como los principales tipos de acero.

El pilote de sección tubular, es similar al tipo "H", el



cual permite ser manejado con facilidad, sin embargo tiene dos ventajas sobre el tipo "H" : a) Permite el uso del chiflón para obtener un hincado más profundo sin afectar la capacidad de carga del pilote como se presenta al emplear las secciones "H"; b) Los pilotes de extremo cerrado son fáciles de inspeccionar mediante métodos visuales directos, pero cuando son de extremo abierto y estos llegan a taparse pueden presentar resistencia al hincado, por lo que deben limpiarse con agua ó con aire a presión.

Debe mencionarse que para realizar la eliminación del tapón se necesita aplicar el chiflón con sumo cuidado, ya que si el proceso de eliminación llega más allá de la punta, la capacidad del pilote puede afectarse de manera considerable, lo cual no se contempla en el análisis del pilote; razón por la que se recomienda dejar de limpiar de 3 a 6m (10 a 20pies) antes de alcanzar la punta.

Otra manera muy usual empleada para incrementar la profundidad de hincado, es propiamente de un método correctivo, puesto que una vez hincado el pilote y alcanzada cierta penetración se detecta que la profundidad es insuficiente, para lo cual se introduce un tubo de menor diámetro a través del pilote, aquél será hincado desde la superficie mediante un seguidor, hasta la profundidad requerida para cumplir los requisitos de capacidad axial y principalmente con los factores de seguridad cuyos valores son de 1.5 para condición de tormenta y de 2.0 para condición de operación de acuerdo A.P.I. RP2A .

En base a lo arriba descrito, se deduce la problemática de escoger las longitudes de los tramos para formar la longitud total requerida; de aquí que se debe considerar los esfuerzos de izaje que se presentan tanto en el patio de fabricación como en su instalación. La longitud máxima permitida es de 73m (240pies), la cual está en función de la altura máxima vertical alcanzada por la grúa de los barcos de instalación, cuya capacidad de izaje es de 1816ton (2000 st.); la primera sección del pilote



UNIVERSIDAD NACIONAL

BOGOTÁ

podrá tener esa longitud máxima, pero los siguientes tramos no deberán ser mayores de 34.0m (110pies).

La razón por la cual los segundos tramos no deberán ser mayores de 34.0m (110pies) es el hecho de emplearse la soldadura como medio de unión entre los tramos, la cual para llevarse a cabo necesita de 5 a 8 horas de trabajo, dependiendo del espesor del tubo para condiciones no adversas; esto representa ráfagas continuas de viento, lluvias, marejadas, etc.

En párrafos anteriores, se enunciarón las longitudes más usuales de los tramos de pilote utilizados en las estructuras costa-fuera y la razón de esas dimensiones queda explicada de la siguiente manera:

| TIPO DE PLATAFORMA | LONG. TOTAL  | LONG. DE HINCADO |
|--------------------|--------------|------------------|
| Habitacional       | 140.0m(459') | 90.0m(299')      |
| Perforación        | 130.0m(427') | 80.0m(262')      |
| Telecomunicaciones | 110.0m(361') | 70.0m(230')      |

El tipo de pilote hasta aquí descrito para su instalación requiere del uso de martillos de hincado los cuales pueden ser de vapor (reacción simple) ó diesel (doble reacción); los más comunes son los primeros y los modelos más usuales son los que a continuación se enuncian :

| TIPO DE MARTILLO | ENERGIA APLICADA           |
|------------------|----------------------------|
| Vulcan 340       | 16,000kg-m(120,000lbs-pie) |
| Vulcan 360       | 24,000kg-m(180,000lbs-pie) |
| Vulcan 540       | 27,000kg-m(200,000lbs-pie) |
| Vulcan 560       | 41,000kg-m(300,000lbs-pie) |

Anteriormente, se mencionó que los pilotes para estructuras

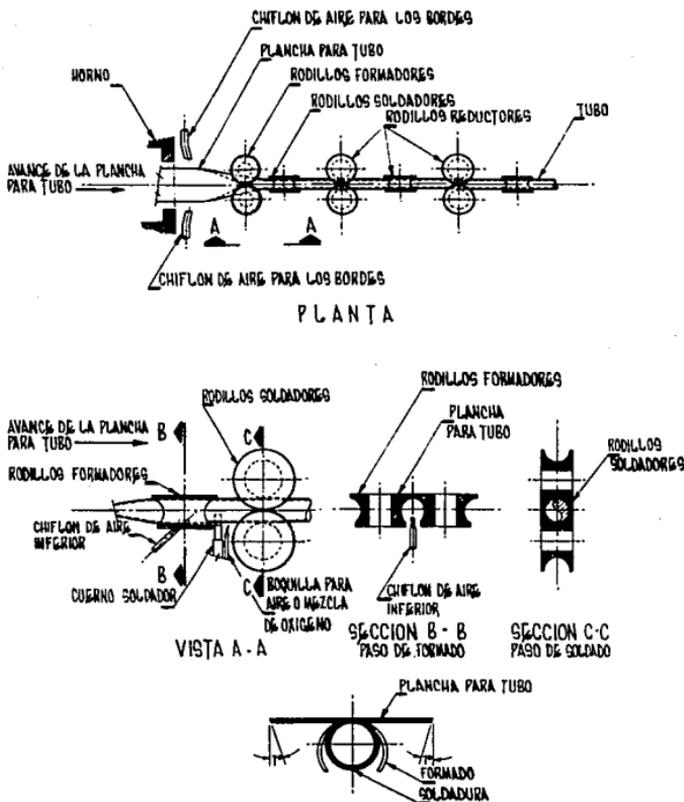


VII VERDAD NACIONAL  
AVIENMA

costa-fuera son diseñados principalmente para trabajar a fricción, sin embargo, pueden presentarse estratos muy resistentes; es aquí cuando se requiere aplicar criterios al rechazo, siendo este punto lo último a tratar en este capítulo.

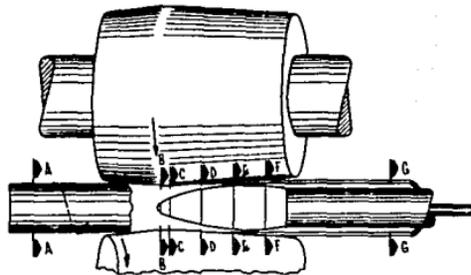
El criterio más usual en la Sonda de Campeche es el señalado por el A.P.I. RP2A el cual determina: "Se entiende por rechazo el punto en el cual la resistencia al hincado excede de 300 golpes en 0.3m (1pie) de manera consecutiva en un tramo de 1.5m (5pies) ó 800 golpes en 0.3m (1pie) de penetración". Debe tomarse en cuenta que este criterio es aplicable si el peso del pilote no excede de cuatro veces el peso del martillo; si sucede lo contrario el número de golpes arriba mencionados se incrementan de manera proporcional pero en ningún caso deberá exceder 800 golpes en 152mm (6 pulg.) de penetración.

Finalmente, se mencionará la variación del criterio anterior cuando se suspende el hincado por más de una hora, tiempo suficiente para que se presente el efecto de reopexia ( recuperación de la estructura original de la arcilla ), lo cual depende de la sensibilidad del suelo y puede llegar a proporcionar una considerable resistencia al hincado cuando este se reinicie. Lo anteriormente descrito es el caso más común que se presenta debido a los tiempos necesarios para completar la soldadura de unión; por efecto de lo anterior, el criterio al rechazo es aplicable siempre y cuando se tenga al menos 0.3m (1pie) ya penetrados como consecuencia del reinicio del hincado, pero por ningún motivo tampoco deberá de exceder de 800 golpes en 152mm (6pulg.) de penetración.



PLANCHA PARA TUBO EN LAS DISTINTAS ETAPAS DE FORMACION DEL TUBO. (Notarse los bordes biselados).

Fig. 4.1. DIAGRAMA ESQUEMATICO REPRESENTATIVO DE LAS OPERACIONES QUE SE LLEVAN A CABO PARA FORMAR UN TUBO EN UNA ROLADORA-SOLDADORA CONTINUA. REF. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO. BRESLER, LIN Y SCALZI.



SECCION A-A    SECCION B-B    SECCION C-C    SECCION D-D    SECCION E-E    SECCION F-F    SECCION G-G

Fig.4.2. ESQUEMAS QUE ILUSTRAN LA ACCION DE UNA MAQUINA ROTATORIA PARA HACER TUBOS SIN COSTURA, A PARTIR DE UNA BARRA REDONDA SOLIDA. REF. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO. BRESLER, LIN Y SCALZI.

# TABLA 4.1

-83-

REFERENCIA: TABLAS 2.9.1. y 2.9.2. API RP2A, 1986.

| ACERO ESTRUCTURAL EN PLACAS      |       |  |                    |         |                          |          |  |  |
|----------------------------------|-------|--|--------------------|---------|--------------------------|----------|--|--|
| GRUPO                            | CLASE | GRADO Y ESPECIFICACION   | RESISTENCIA ULTIMA |         | RESISTENCIA A LA TENSION |          |  |  |
|                                  |       |  | kg/cm <sup>2</sup> | M Pa    | kg/cm <sup>2</sup>       | M Pa     |  |  |
| I                                | C     | ASTM A36 (hasta 2" de espesor)                                     | 2533               | 250     | 4081-5629                | 400-550  |  |  |
|                                  |       | ASTM A131 GRADO A (hasta 1/2" de espesor)                          | 2393               | 235     | 4081-4996                | 400-490  |  |  |
|                                  |       | ASTM A286 GRADO C (hasta 1/2" de espesor)                          | 2111               | 205     | 3870-5278                | 380-515  |  |  |
| J                                | B     | ASTM A131 GRADOS B, D  | 2393               | 235     | 4081-4996                | 400-490  |  |  |
|                                  |       | ASTM A516 GRADO 65   | 2463               | 240     | 4574-5981                | 450-585  |  |  |
|                                  |       | ASTM A573 GRADO 65   | 2463               | 240     | 4574-5419                | 450-550  |  |  |
|                                  |       | ASTM A709 GRADO 36 T 2   | 2533               | 250     | 4081-5629                | 400-550  |  |  |
| I                                | A     | ASTM A131 GRADO CS, E  | 2393               | 235     | 4081-4996                | 400-490  |  |  |
| II                               | C     | ASTM A441 (variaciones de resistencia por especificación de placa) | 2956-3518          | 290-345 | 4433-4926 min.           | 435-485  |  |  |
|                                  |       | ASTM A572 GRADO 42 (hasta 2" de espesor)                           | 2956               | 290     | 4232 min.                | 415 min. |  |  |
|                                  |       | ASTM A572 GRADO 50 (hasta 1/2" de espesor)                         | 3518               | 345     | 4574 min.                | 450 min. |  |  |
|                                  |       | ASTM A588 (hasta 2" de espesor)                                    | 3518               | 345     | 4926 min.                | 485 min. |  |  |
|                                  |       | ASTM A709 GRADOS 50 T 2, 50 T 3                                    | 3518               | 345     | 4574 min.                | 450 min. |  |  |
| II                               | B     | ASTM A131 GRADO A H 32   | 3202               | 315     | 4785-5981                | 470-585  |  |  |
|                                  |       | ASTM A131 GRADO A H 36   | 3569               | 350     | 4996-6335                | 490-620  |  |  |
|                                  |       | API 2H GRADO 42 GRADO 50   | 2956               | 290     | 4363-5629                | 430-550  |  |  |
| II                               | A     | ASTM A131 GRADOS DH32, E H32 GRADOS DH36, E H36                    | 3202               | 315     | 4785-5981                | 470-585  |  |  |
|                                  |       | ASTM A537 CLASE I (hasta 2 1/4" de espesor)                        | 3518               | 345     | 4926-6335                | 485-620  |  |  |
|                                  |       | ASTM A633 GRADOS A, B GRADOS C, D                                  | 2956               | 290     | 4433-5841                | 435-570  |  |  |
|                                  |       | ASTM A678 GRADO A  | 3518               | 345     | 4926-6335                | 485-620  |  |  |
|                                  |       | ASTM A737 GRADO B  | 3518               | 345     | 4926-6335                | 485-620  |  |  |
|                                  |       | ASTM A537 CLASE II   | 4222               | 415     | 5629-7037                | 550-690  |  |  |
|                                  |       | ASTM A633 GRADO E  | 4222               | 415     | 5629-7037                | 550-690  |  |  |
|                                  |       | ASTM A678 GRADO B  | 4222               | 415     | 5629-7037                | 550-690  |  |  |
|                                  |       | ■ HASTA 2" DE ESPESOR PARA EL TIPO I                               |                    |         |                          |          |  |  |
|                                  |       | ACERO ESTRUCTURAL EN TUBERIAS                                      |                    |         |                          |          |  |  |
| I                                | C     | API 5L GRADO B <sup>a</sup>  | 2463               | 240     | 4222 min.                | 415 min. |  |  |
|                                  |       | ASTM A53 GRADO B   | 2463               | 240     | 4222 min.                | 415 min. |  |  |
|                                  |       | ASTM A135 GRADO B  | 2463               | 240     | 4222 min.                | 415 min. |  |  |
|                                  |       | ASTM A139 GRADO B  | 2463               | 240     | 4222 min.                | 415 min. |  |  |
|                                  |       | ASTM A368 GRADO Y 35   | 2463               | 240     | 4222 min.                | 415 min. |  |  |
|                                  |       | ASTM A500 GRADO A  | 2322-2744          | 230-270 | 3167 min.                | 310 min. |  |  |
| I                                | B     | ASTM A501  | 2533               | 250     | 4081 min.                | 400 min. |  |  |
|                                  |       | ASTM A106 GRADO B (normalizado)                                    | 2463               | 240     | 4222 min.                | 415 min. |  |  |
|                                  |       | ASTM A524 GRADO I  | 2463               | 240     | 4222 min.                | 415 min. |  |  |
| I                                | A     | ASTM A524 GRADO II   | 2111               | 205     | 3870-5629                | 380-550  |  |  |
|                                  |       | ASTM A333 GRADO 6  | 2463               | 240     | 4222 min.                | 415 min. |  |  |
|                                  |       | ASTM A334 GRADO 6  | 2463               | 240     | 4222 min.                | 415 min. |  |  |
| II                               | C     | API 5L GRADO X 42 (2% máximo de expansión en frío)                 | 2956               | 290     | 4222 min.                | 415 min. |  |  |
|                                  |       | API 5L GRADO X 52 (2% máximo de expansión en frío)                 | 3569               | 360     | 4644 min.                | 455 min. |  |  |
|                                  |       | ASTM A500 GRADO B  | 2956-3237          | 290-320 | 4081 min.                | 400 min. |  |  |
|                                  |       | ASTM A588  | 3518               | 345     | 4926 min.                | 485 min. |  |  |
|                                  |       | ASTM A588  | 3518               | 345     | 4926 min.                | 485 min. |  |  |
| II                               | B     | API 5L GRADO X 52 con 3R5, 3R6 & 3R8                               | 3569               | 360     | 4644 min.                | 455 min. |  |  |
| ■ CON O SIN COSTURA LONGITUDINAL |       |  |                    |         |                          |          |  |  |



UNIVERSIDAD NACIONAL  
ARGENTINA

## CAPITULO V

### NUEVAS PERSPECTIVAS

El siguiente capítulo, tiene la intención de mostrar los lineamientos que podrán seguir las investigaciones geotécnicas en los próximos años, haciendo resaltar la importancia y ventajas de las pruebas in situ mediante la aplicación del cono tipo Holandés.

Siempre se ha considerado que las pruebas in situ resultan costosas, sin embargo son estas las que han permitido obtener datos más fidedignos de las propiedades mecánicas del suelo, y en el caso de las estructuras costa-fuera han permitido evaluar mejor el comportamiento de una cimentación piloteada, principalmente por el efecto de hincado. Además permiten modificar consideraciones empíricas así como corroborar teorías de aplicación diaria; lo que en cierto modo viene a cambiar la idea que hasta hoy se tenía de ciertas propiedades del suelo.

Por otra parte y contrario a lo que se pensaba de las pruebas in situ, el aparato que se describirá en los párrafos siguientes combina simplicidad, economía y algo poco común, continuidad; en esto último se incluye la evaluación de la anisotropía, deformaciones y por primera vez, variación de la presión de poro. Asimismo, pese a los altos costos iniciales de las pruebas in situ, estas han continuado y algunas de las principales razones por las que se ha seguido invirtiendo están las que a continuación se mencionan:

a) Los cada vez más costosos métodos tradicionales de exploración geotécnica, en los que se incluye la perforación, muestreo y ensaye de pruebas de laboratorio.

b) Debido a que los yacimientos cercanos a la costa ya se en



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVILÉS

cuentran en su mayoría en proceso de producción y algunos de ellos están por agotarse, se requiere el ir a zonas de aguas más profundas (150 a 250m - 492 a 820pies); en las cuales las condiciones para realizar una exploración geotécnica, se vuelven cada vez más difíciles.

c) La necesidad de conocer de manera más precisa los esfuerzos y deformaciones; los cuales no se pueden determinar en base a pruebas de laboratorio, así como el efecto de la cimentación en el suelo debido a la anisotropía del medio.

El tipo de cono que se describe tiene una velocidad de penetración de 1 a 2cm/seg durante el cual se registra la resistencia a la penetración, determinando el tipo de suelo, así como su estado de esfuerzos y deformaciones, resultando un método práctico para la investigación costa fuera. Debe mencionarse que en general para que una prueba in situ sea aceptada, dependerá del método de interpretación de datos lo que a su vez permitirá que se repita con certeza el evento; no obstante, si se realizan una serie de pruebas tales que permitan adquirir cierta experiencia, ello conducirá a la obtención de un método empírico, el cual podrá ser aplicado para un caso en particular.

El cono al igual que otros aparatos de medición debe basarse en un modelo teórico que permita corroborarse mediante pruebas in situ, por lo que a continuación se mencionarán algunas de las teorías comúnmente empleadas en la aplicación del cono.

#### A) TEORÍAS DE CAPACIDAD :

Una de las teorías más comunes que se emplean es la teoría de Prandtl (Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1951), empleada originalmente para el cálculo de la capacidad de una zapata aislada sobre un medio rígido-plástico. Este método sufre cambios mediante el uso de los factores de forma,



que consideran las diferencias geométricas entre el modelo de zapata aislada y el cono, así como un factor que considera la parte embebida en el suelo, lo que da como resultado el siguiente modelo (figura 5.1), de donde se desprende la siguiente ecuación :

$$q_c = N_c CU + \sigma_{vo}$$

$$N_c = (\text{factor de forma}) \times (\text{factor de profundidad}) \times (5.14)$$

$$N_c = \text{factor de resistencia del cono}$$

$$CU = \text{resistencia al corte no drenada de las arcillas ( U )}$$

$$\sigma_{vo} = \text{esfuerzo total vertical a nivel de la punta}$$

Donde :

El factor de forma varía entre 1.2 y 1.3 (Terzaghi, 1943 y Skempton, 1951).

El factor de profundidad varía entre 1.5 y 1.6 (Skempton, 1951; Brinch Hansen, 1961 y 1970).

No obstante debe mencionarse que esta teoría determina la capacidad a la falla ó en fase incipiente, por lo que no se pueden determinar los esfuerzos y deformaciones en el proceso de penetración del cono.

Para considerar el efecto del ángulo del cono, Mitchell y Dorganoglu (1973), emplean la solución de Meyerhof para la penetración de la cuña en estado activo, de este modo se obtiene :



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AGRARIA

$$q_c = N_c CU + \sigma_{vo}$$

$$N_c = (\text{factor de forma}) \times (\text{factor de profundidad}) \times (2.57 + 2\delta + \cot\delta)$$

Donde :

$\delta$  = es la mitad del ángulo del cono en radianes y debe ser menor o igual a  $\pi / 4$ .

Meyerhof por su parte considera que los esfuerzos que se presentan en el perímetro del cono (zona circular) son los de menor intensidad además de que los esfuerzos en planos meridionales a la punta del cono son idénticos a los que se presentan en el estado plano de deformaciones de la cuña de penetración; mediante estas simplificaciones obtuvo los factores de capacidad y concluyen que la capacidad última del cono es ligeramente mayor a la del modelo de cuña, donde la capacidad del cono queda como:

$$q_c = N_c CU + \sigma_{vo}$$

$$N_c = (1.09 \text{ a } 1.15) \times (6.28 + 2\delta + \cot\delta)$$

#### B) TEORIA DE EXPANSION DE UNA CAVIDAD :

Esta teoría se basa en la idea de la expansión de una esfera ó de un cilindro que inicia con radio cero dentro de un suelo elástico-plástico con un módulo de cortante G en un medio infinito, obteniéndose :

$$P_L = P_o + CU (1 + \ln G/CU) \text{ para cavidades cilíndricas.}$$

$$P_s = P_o + 1.33 CU (1 + \ln G/CU) \text{ para cavidades esféricas.}$$



Donde para :

Cavidades cilíndricas :  $P_o$  es el esfuerzo horizontal.

Cavidades Esféricas :  $P_o$  es el esfuerzo isotrópico inicial del suelo.

A través de una serie de estudios, Bishop (1945) concluye que no existe gran diferencia entre  $P_L$  y  $P_S$ , además de que para grandes profundidades  $q_c$  queda dentro de ese rango; para conos de base angosta  $q_c$  es aproximadamente igual a  $P_L$  y para conos de base amplia  $q_c$  es aproximadamente igual a  $P_S$ . Otro de los resultados obtenidos por Bishop es la disminución de  $q_c$  conforme el ángulo  $2\delta$ ; decrece para conos de base amplia. No obstante los registros de deformación para estos mismos no concuerdan con el patrón de simetría de la forma de expansión esférica.

Vesic (1975 a 1977), también realizó investigaciones en base al concepto de esfuerzos por lo que propone un estado de esfuerzos como el que también se observa en la figura 5.1, en el que se considera una distribución de esfuerzos de forma esférica en la punta del cono, en el cual considera que la presión ejercida por la parte posterior del cono presenta una distribución de esfuerzos similares a  $P_S$ , incrementándose su valor conforme se aproxima a la carga del cono; por otra parte Vesic determina que  $P_o$ , en la expresión de capacidad para cavidades esféricas deberá representar el estado de esfuerzos octaédricos ( $\sigma_{oct} = 1/3(\sigma_{vo} + 2\sigma_{ho})$ ) en lugar de  $\sigma_{vo}$  por lo que la resistencia en la punta para  $\delta = 90^\circ$  está dado por :

$$q_c = N_c CU + \sigma_{oct}$$

$$N_c = 1.33 (1 + \ln C/OU) + 2.57$$



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA

Donde :

2.57 representa el incremento de esfuerzos en distribución radial debajo de la punta del cono.

### C) TEORIA DE CONTINUIDAD EN LA PENETRACION :

Para considerar el efecto de penetración continua Baligh se basa en el modelo de penetración de una cuña rígida dentro de un medio rígido-plástico, del cual establece que el trabajo requerido para que se presente la capacidad por punta del cono es la suma del trabajo ejercido para empujar el cono más el trabajo requerido para mantener abierta la cavidad donde penetra, como se observa en las figuras 5.2a, 5.2b y 5.2c. Se considera que la primera parte es equivalente a 1.2 veces la resistencia a la penetración de la cuña y la segunda es la presión de expansión para una cavidad de geometría cilíndrica por lo que resulta :

$$q_c = N_c CU + \sigma_{ho}$$

$$N_c = 1.2(5.71 + 3.33 \delta + \cot \delta) + (1 + \ln G/CU)$$

### D) TEORIA DE LA HISTORIA DE DEFORMACIONES :

Es un método aplicable a una serie de problemas prácticos, el cual consiste en obtener de un lugar y profundidad determinada los esfuerzos a que está sometido el suelo; posteriormente se considera el efecto de la cimentación ó aquella fuerza externa que cambie ese estado inicial.

La parte fundamental del método radica, en someter al estado inicial de esfuerzos del lugar muestras de suelo mediante pruebas de laboratorio; así como determinar el incremento de esfuerzos que altere ese estado inicial, lo que permite obtener las deformaciones del suelo, que al integrarse da los desplazamientos presentados por éste en el campo; la con



fiabilidad que estas pruebas presenten dependerán del número de ensayos realizados, así como de la inalterabilidad obtenida en el labrado de las probetas para llevar a cabo el ensaye.

Por otra parte, se ha podido comparar resultados mediante pruebas in situ y de ellas se deduce que para cimentaciones superficiales el método proporciona una buena correlación, la cual no sucede para cimentaciones profundas debido a la incertidumbre que se tiene para poder evaluar los esfuerzos ocasionados por la cimentación debido a la anisotropía del medio. Un ejemplo de lo que ocurre en este tipo de cimentación se observa en la figura 5.3, en la cual se tiene un pilote sujeto a esfuerzos dentro de una arcilla (bentonita); donde se observa que en la punta se forma una semiesfera la cual avanza junto con el pilote, por debajo de esta zona se presenta un desplazamiento del suelo hacia abajo y hacia afuera; en tanto que en el fuste se presentan deformaciones dentro de una zona aproximadamente igual al radio del fuste; en esa zona, en la parte más cercana al fuste se presentan los esfuerzos cortantes máximos, en tanto que al alejarse de él los esfuerzos disminuyen, además a cierta distancia los esfuerzos no aumentan aunque se incremente la profundidad del pilote.

No obstante, la desventaja de éste método radica en la precisión para medir los desplazamientos lo cual es común en suelos plásticos ó donde se presentan los cortantes máximos y si la medición es imprecisa, el cálculo de las deformaciones también lo será.

Debido a la limitante del método de aproximación se pensó en la manera de perfeccionarlo; de ahí que Vivatrat (1978) establece el algoritmo adecuado para la obtención de los desplazamientos y deformaciones angulares durante una penetración continua, considerando a su vez las recomendaciones de velocidad de Baligh con la cual se presenta una superficie esférica durante el proceso de penetración continua. Es con lo anterior como Vivatrat obtiene un modelo del suelo mediante una malla en la que se dis-



UNIVERSIDAD NACIONAL  
INGENIERIA

cretizan elementos del mismo suelo, los cuales al ser afectados por la cimentación presentan deformaciones dando como resultado lo que se observa en la figura 5.4, en donde las deformaciones estimadas son muy similares a las medidas en campo lo cual no ocurre exactamente en la frontera pilote-suelo.

Mediante ese estudio, se obtiene que las deformaciones principales menores, se presentan en dirección circunferencial y son de tensión, en tanto que las deformaciones máximas residen en planos verticales en dirección al eje del modelo de pilote. Finalmente en lo que a cortantes toca, el máximo esfuerzo se presenta en planos horizontales y el menor en dirección vertical, los cuales tienden a ser igual en la punta del cono pero el segundo decrece en un 50% en la parte posterior del cono.

#### E) TEORIA DE LA PENETRACION CONTINUA DE UNA CUÑA ACTIVA :

Esta teoría fué propuesta por Baligh(1972), considera un estado plano de esfuerzos con una cuña en un medio isotrópico mediante planos de deslizamiento; las consideraciones de esta teoría son :

- a) El suelo, en este caso arcilla es homogénea, isotrópica, perfectamente rígida-plástica, incompresible con una resistencia al corte obtenida de una prueba U.U.
- b) La cuña rígida posee una longitud infinita así como un ángulo  $2\beta \leq 90^\circ$ .
- c) Al penetrar la cuña en la arcilla se presenta una cavidad en la parte posterior de la cuña, la cual se encuentra sujeta a un esfuerzo interior  $P_b$ .
- d) La geometría de la cuña queda determinada por el grado de incompresibilidad así como por los esfuerzos cortantes



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA

que se presentan en sus caras cuyo rango de variación es :  
 $0 < \tau < C_U$ .

El estado de esfuerzos de acuerdo a esta teoría queda representado en la figura 5.5; en su extremo superior izquierdo se encuentran las zonas de deslizamiento, en su extremo superior derecho, se tienen las líneas de flujo que describen los esfuerzos en las partículas del suelo al paso del cono, donde la probeta marcada como "E" muestra el esfuerzo principal mayor. En la parte inferior de la figura 5.5 se encuentran los esfuerzos que se presentan en la zona plástica; finalmente el esfuerzo cortante y el normal que se presentan en ambas caras de la cuña quedan determinados por :

$$P = P_b + (5.71 + 3.33 \delta) C_U \quad (5.1)$$

$$\tau = C_U$$

En relación directa con el esfuerzo normal, establece que éste se ve afectado por un incremento en el esfuerzo que mantiene la cavidad abierta en la parte posterior del cono, como consecuencia del modelo de falla; por lo que Baligh establece que la resistencia a la penetración del cono  $q_w$  es la fuerza externa proyectada por unidad de área requerida para desplazar la cuña, quedando definida como :

$$q_w + P_b = P + \tau / \tan \delta$$

Donde :

$$q_w = (P - P_b) + \tau / \tan \delta \quad (5.2)$$

Y al combinar (5.1) y (5.2) se tiene :

$$q_w = N_w C_U \quad (5.3)$$



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

Donde :

$$N_w = 5.71 + 3.33\delta + \cot\delta$$

Para :

$$40^\circ \leq 2\delta \leq 90^\circ$$

Como se mencionó anteriormente, una de las limitantes de los métodos tradicionales es la imposibilidad de obtener de manera confiable las deformaciones que se presentan en el suelo, lo cual es tratado por Vivatrat, cuyo modelo se observa en la figura 5.6; donde se presenta el patrón de deformaciones para una cuña de  $60^\circ$ , donde los máximos valores se encuentran en una franja igual a  $2B(1+1/\sin\delta)$ , siendo  $2B$  el ancho de la base del cono; las deformaciones se presentan únicamente en la zona plástica, debido a la consideración del modelo de falla y aunado a esto se tiene el comportamiento rígido del suelo aún antes de presentarse el deslizamiento, lo cual explica las discontinuidades en la malla.

Baligh, por otra parte realiza comparaciones entre el método gráfico de Vivatrat y algunas mediciones hechas en campo encontrándose una correlación aceptable para conos de base angosta, lo cual no ocurre en los de base amplia; asimismo encuentra congruente la distribución de deformaciones que se presentan en elementos de suelo aledaños al cono como se aprecia en la figura 5.7, para tres distintos elementos de suelo localizados a cierta distancia de la cuña, donde también se observa la máxima deformación por cortante la cual no se presenta en igual magnitud para los tres elementos. Sin embargo, una vez que la cuña ha pasado por el nivel de esos puntos, en ellos permanece una deformación residual con una magnitud del 7 al 13% de la deformación máxima al corte.

No obstante a lo anterior, no se ha mencionado de que manera afectan las simplificaciones iniciales de la teoría de penetración con-



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AGRARIA

tinua, ya que estas sólo se enunciaron; por lo que es necesario explicar el contenido de las mismas.

a) Efecto de la anisotropía :

Se ha observado que el suelo presenta un comportamiento de esfuerzo-deformación-resistencia, el cual está en función del esfuerzo vertical máximo así como del sistema de aplicación de esfuerzos, lo cual se refuerza con la figura 5.8, donde se presentan los resultados de tres distintas pruebas de resistencia y donde se observa distintos valores máximos de resistencia, debido principalmente a la anisotropía del arreglo de las partículas de arcilla ó a la anisotropía que se presenta durante la consolidación del estrato. Debido a lo anterior, Vivatrat (1978) establece un método para la obtención de la resistencia al corte no drenada en arcillas de manera promedio siendo :

$$C_U (AVE) = \alpha [C_U (PSC) + C_U (PSE)]$$

ó

$$C_U (AVE) = \alpha(1+k_s) C_U (PSE)$$

Donde :

$$0.45 \leq \alpha \leq 0.49$$

$$0.50 \leq k_s \leq 1.00$$

PSC = resistencia a la compresión (triaxial U.U.)

PSE = resistencia a la tensión (triaxial U.U.)

C<sub>U</sub> = resistencia al esfuerzo cortante



UNIVERSIDAD NACIONAL  
TUCUMÁN

b) Efecto de la cuña rígida :

Otra de las consideraciones es el suponer la cuña en estado rígido aún antes de que se presente la falla, lo cual no es real ya que en la figura 5.8 se observa que el suelo presenta deformaciones antes de alcanzar el valor máximo, además de corroborarse la existencia de deformaciones fuera de la zona plástica de falla considerada así como una disminución en la resistencia a la penetración de la cuña.

c) Efecto de velocidad de esfuerzos :

En base a una serie de pruebas, se ha concluido que la resistencia al esfuerzo cortante se incrementa con la velocidad de deformación; por lo cual debe tenerse cuidado en este efecto ya que se puede subestimar la resistencia a la penetración; a esto se agrega el hecho de que las pruebas realizadas en el laboratorio presentan deformaciones menores a las que se presentan en campo; de aquí que se pueda caer en graves errores en la determinación de la resistencia a la penetración .

d) Esfuerzo cortante en planos de falla :

La resistencia al esfuerzo cortante de un suelo, está en función de sus esfuerzos efectivos lo cual se aprecia de manera más clara con la teoría de Mohr-Coulomb, sin embargo para su obtención se requiere de la presión de poro dato que no es fácil de evaluar, de aquí que para simplificar el cálculo de la resistencia al corte se haga en estado no drenado, el cual se ve afectado por la presión de

confinamiento, obteniéndose así :

$$q_f = c_u$$

$$c_u = q_f = \frac{q_1 - q_2}{2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$$

Y para esfuerzos efectivos :

$$\sigma_{ff} = q_f \tan \phi$$

Donde :  $\phi$  es el ángulo de fricción obtenido de pruebas de laboratorio en condición drenada.

#### F) TEORÍA DE LA PENETRACION DEL CONO :

En base a la teoría de penetración de una cuña, se ha podido establecer la resistencia a la penetración del cono, sin embargo se requiere hacer una serie de consideraciones para evaluar la condición real de éste aparato. Para llevar a cabo esto, se realizaron pruebas con dos tipos de cono : a) Cono de base amplia (cuyo fuste presenta menor diámetro); b) Cono "regular" (de forma similar a la de un pilote).

##### a) Cono de base amplia :

En campo, para poder realizar las pruebas del cono (figura 5.9), se requiere de un vástago (d) que permita ir introduciendo el cono de base (D) en el suelo hasta alcanzar la profundidad requerida, el cual a su vez modifica un poco la teoría de cuña.

$$q_c + P_b (1-d^2/D^2) = N_c c_u + P_b$$

$$q_c = N_c c_u + (d/D)^2 P_b$$



UNIVERSIDAD NACIONAL  
ALBINO

$$N_c = 1.2(5.71) + 3.33\delta + \cot\delta$$

De la fórmula anterior se observa que la resistencia está en función de la presión ejercida en la parte posterior del cono, la cual es difícil de evaluar; sin embargo para  $D/d = 2$  se considera una corrección por parte del fuste igual a  $2CJ$  para  $P_b = 8 CJ$  e igual a  $CJ$  cuando  $P_b = 4 CJ$ .

b) Cono "regular" :

Tiene una sección uniforme a partir de la base del cono, esto es, no presenta forma de punta de flecha donde el vástago tiene un diámetro menor que la base del propio cono, no obstante esto, puede ocasionar la presencia de esfuerzos no uniformes. Sin embargo, al considerar un esfuerzo normal promedio  $P_b'$  así como el hecho de considerar constante el incremento de esfuerzos, entre la punta y el fuste como en el caso de los conos de base amplia se tiene :

$$q_c = N_c CJ + P_b'$$

$$N_c = 1.2 (5.71) + 3.33\delta + \cot\delta$$

Por otra parte, Baligh ha podido evaluar la presión en la parte posterior del cono, considerando un modelo perfectamente elasto-plástico obteniendo :

$$P_b' = \sigma_{ho} + (1 + \ln G/CJ) CJ$$

Donde :

$$\sigma_{ho} = \text{esfuerzo inicial horizontal}$$



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA

rie de pruebas obteniéndose como resultado la figura 5.11.

#### F.1) Programa de Pruebas :

El objeto principal de estas pruebas, fué el comprobar la variabilidad de la teoría; las pruebas se llevaron a cabo en tres distintos sitios : Boston, Atchafalaya y Conecticut, las tres son arcillas del último período glacial y cuyas propiedades mecánicas e índice han sido investigadas mediante una serie de pruebas realizadas por el M.I.T; mediante la ejecución de la prueba del cono se obtiene la medición de la resistencia a la penetración, así como la variación de la presión de poro, en lo que al suelo toca permite conocer la resistencia al corte, la cual está en función de la geometría del cono, esto es, del ángulo ( $2\delta$ ) y del ancho de la base de éste .

Uno de los conos empleados para la ejecución del programa de pruebas fué proporcionado por la compañía Fugro Inc. el cual contiene de formímetros electrónicos en el fuste y en su punta, así como una celda de carga en la parte recta del cono; esta sección como la base del propio cono presentan un área transversal de  $10 \text{ cm}^2$  y un ángulo en la punta de  $2\delta = 60^\circ$ ; lo aquí descrito se observa en la figura 5.12.

Debe mencionarse, que este equipo se empleó por su versatilidad ya que permite obtener un registro continuo de la penetración del cono mediante los impulsos enviados por los deformímetros a la superficie los cuales son codificados en una computadora la que registra las resistencias a la penetración así como la presión de poro, datos que a su vez son graficados de manera continua en función del tiempo y/o su penetración; finalmente en lo que al equipo concierne, para considerar la influencia del ángulo del cono se emplearon tres variaciones, esto es :  $2\delta = 18^\circ, 30^\circ$  y  $60^\circ$ ; para dos relaciones de  $D/d = 1$  y  $2$ .

Para la obtención de la presión de poro se utilizaron equi-



UNIVERSIDAD NACIONAL  
ARGENTINA

$$\sigma_{ho} = \mu_o + k_o \sigma_{vo}$$

G = Módulo al corte no drenado

Para el caso de  $D/d = 1$

Se tiene :

$$q_c = [ N_c + (1 + \ln G/CU) ] \times CU + \sigma_{ho} \quad (5.5)$$

Se sabe que para evaluar el valor de  $k_o$  es difícil sin embargo, existen métodos empíricos, los cuales no serán tratados aquí pero se observan en la figura 5.10.

De la fórmula (5.5) se deduce que para llevar a cabo el trabajo de un cono "regular" se requiere de : a) El proceso de deformación de un cono de base amplia para el cual  $D/d \rightarrow \infty$  y b) La expansión de una cavidad cilíndrica, los cuales se presentan de manera simultánea. No obstante lo anterior, en base a pruebas se concluye que la resistencia de campo es menor a la estimada por la ecuación (5.5), lo que convierte a este valor como la frontera superior de la resistencia del cono a la penetración; así mismo la frontera inferior está dada por la resistencia del cono considerando que  $D/d \rightarrow \infty$  esto es :

Si :  $D/d \rightarrow \infty$

$$q_c = N_c CU$$

Por lo tanto para conos "regulares" :

$$N_c CU \leq q_c \leq N_c CU + (1 + \ln G/CU) \times CU + \sigma_{ho}$$

Por otra parte además de la relación  $D/d$  la penetración del cono está en función del ángulo ( $2\epsilon$ ) lo cual se comprobó en base a una se



pos similares a los desarrollados por el M.I.T. y Wissa; son de forma cónica con un ángulo  $2\delta = 18^\circ$  el cual únicamente registra la presión de poro en la punta; otro de los equipos empleados son diseños inspirados en el del M.I.T. , sólo que no únicamente cambian los ángulos ( $2\delta = 18^\circ$  y  $60^\circ$ ) sino que se perfeccionaron, a manera de obtener registros en las caras del cono así como en distintos puntos del fuste del cono.

En general el dispositivo empleado para medir la presión de poro está conformado de una piedra porosa dentro de un anillo de acero inoxidable el cual se conecta hidráulicamente a un transductor electromecánico el cual emite la señal enviada a la computadora en la superficie.

En lo referente a las zonas donde se realizaron las pruebas del cono se enuncian a continuación las características geológicas del lugar :

#### Arcilla Azul de Boston :

Se forma al retiro de la última glaciación (14,000 años), bajo condiciones marinas, cubre un yacimiento de "tillitas" glaciales los cuales a su vez yacen en un estrato de roca; presentan un espesor de 15.24m a 38.1m (50 a 125pies) e incluyen numerosos lentes de arena fina, bolsas aisladas y en ocasiones presentan rocas y gravas.

Una vez que la arcilla se depositó, estuvo sujeta a movimientos de la corteza terrestre emergiendo del mar por un buen tiempo, motivo por el cual sufre los efectos del intemperismo; posteriormente se presentan dos períodos de inmersión y deposición donde arenas, turbas y limos, se depositaron sobre la arcilla, pero son de menor espesor.

En la figura 5.13, se muestra la condición del suelo en el sitio; en la parte superior son arcillas altamente preconsolidadas, debi-

do principalmente a la desecación; el resto son ligeramente preconsolidadas. Asimismo, en la figura 5.14 se observa el resultado de una serie de pruebas de resistencia de campo y finalmente en la figura 5.15 se observa de manera gráfica el resultado de una serie de pruebas para diferentes formas de falla esto es, compresión, tensión ambas triaxiales y algunas de corte directo.

#### Arcilla de la Ribera Protectora de la Parte Este de Atchafalaya:

Estas arcillas se forman como consecuencia del retiro de los pantanos los cuales a su vez se originaron por el arrastre de corrientes de la ribera del Mississippi, seguido del retiro de la etapa de hielo en el Pleistoceno cuando el nivel de agua era menor que el actual. Cuando el nivel del agua se incrementó se formó una capa de arena seguido de un estrato de arcilla; ésta fué depositada por flujos en las zonas poco profundas adedañas a la ribera.

En la figura 5.16 se observa la resistencia obtenida al aplicar la veleta miniatura, cuyo valor varía de 0.2 a 0.8 kg/cm<sup>2</sup>; el cual tiende a aumentar conforme se incrementa la profundidad pero de manera errática.

#### Arcilla Listada de Connecticut :

Se forma a consecuencia del retiro de la última etapa glacial del Pleistoceno, esto es entre 10,700 y 13,000 años. El suelo está conformado por estratos de distinta composición, como resultado de las diferentes deposiciones, a su vez sobreyacen capas de limo fino y gravas.

Esta arcilla presenta una gran extensión 8.0 a 16 km a lo largo de la ribera oeste del río de Connecticut; la parte superior del estrato de arcilla generalmente está cubierta por una capa de arena de un espesor 3 a 6m.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

En la figura 5.17 se observa las propiedades índice de ésta arcilla, de las cuales se deduce que hasta una profundidad de 11 m se encuentra una arcilla altamente preconsolidada debido principalmente al efecto de desecación; en la figura 5.18 se observa el perfil de la resistencia al corte como resultado de la prueba de la veleta, cuyo valor permanece casi constante, esto es entre 0.40 y 0.50 kg/cm<sup>2</sup>.

Al realizar una revisión de los datos obtenidos en las diferentes arcillas, se concluye que la arcilla azul de Boston y la arcilla listada de Connecticut presentan patrones similares de preconsolidación (O.C.R. = 1.5); en lo que a resistencia toca obtenida mediante la prueba de veleta, es bastante uniforme,  $0.45 \pm 0.1$  kg/cm<sup>2</sup> en la arcilla de Boston y  $0.40 \pm 0.05$  kg/cm<sup>2</sup> en la de Connecticut. Por otra parte, para la arcilla de Atchafalaya se tiene una historia de carga más compleja, presenta zonas alternadas de preconsolidación y normalmente consolidadas; referente a su resistencia presenta una gran dispersión pero su valor se incrementa con la profundidad, probablemente esto último se deba a su origen; ya que la deposición de pantanos presenta mayor heterogeneidad. No obstante a lo anterior, este último depósito, en los resultados obtenidos por la resistencia al corte; sus modos de falla en los distintos aparatos presenta poca diferencia a comparación de las otras dos zonas.

#### F.2) Desarrollo de la Prueba del Cono :

Mediante la aplicación del cono y del proyectil de medición de presión de poro; se obtienen registros de manera continua con la profundidad por lo que se puede describir la estratigrafía y la variabilidad del suelo de manera más real que através de los métodos tradicionales de prueba de la veleta y ensayos de laboratorio realizados en muestreos discretos.

En un buen número de diseño de cimentaciones, la buena des-



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MÉXICO

cripción de la estratigrafía es más importante que el obtener de manera exacta las propiedades ingenieriles del suelo; esto a consecuencia de lo errático de los depósitos ó de la posible presencia de zonas de deslizamiento.

En la figura 5.19 se observa el perfil de la resistencia a la penetración del cono  $q_c$  realizado con un cono estandar (  $2\delta = 60^\circ$ ,  $D/d = 1$  ) en la arcilla de Atchafalaya, la gráfica mencionada se elaboró en base a datos discretos obtenidos a intervalos de 3 a 5 cm registrados en una computadora, las líneas punteadas señalan donde la velocidad de penetración ( 1 a 2 cm/seg ) fué cambiada.

Al realizar la prueba del cono ó del medidor de presión de poro, la penetración se detiene a intervalos de 1m, siendo de un minuto ó menos, tiempo necesario para agregar una extensión y proseguir la penetración; al continuar la operación, el valor de  $q_c$  y de  $\mu$  permanecen en un estado indeterminado para el caso de  $q_c$  es breve y no es de trascendencia, en cambio en el de  $\mu$  tarda en volver a su trayectoria original, lo cual no se presenta hasta después de 4 a 15 cm más de penetración, dependiendo de las características del suelo, un claro ejemplo donde se tiene un perfil definido se observa en la figura 5.20, para un proyectil de  $\delta = 60^\circ$  con cono normal ( $D/d = 1$ ) y cuya piedra porosa se encuentra en la punta.

Al realizar una comparación entre las figuras 5.19 y 5.20 dónde se tiene respectivamente la presión de poro y la resistencia a la penetración del cono para el mismo lugar, se observa que existe una gran correlación entre los valores altos (cimas) de la resistencia  $q_c$  y los valores bajos de  $\mu$  (ver profundidades a 7,13,24 y 27m) a pesar de que las mediciones fueron realizadas en agujeros separados dentro de la misma zona.

Los valores cima probablemente indican la presencia de lentes de arena ó arcillas altamente preconsolidadas. Por otra parte, para poder entender mejor la variación de  $q_c$  ; en cada una de las zonas ya



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

descri tas, se realizaron de 2 a 3 pruebas las cuales quedan dentro de un radio de 12m graficando los resultados con distintos símbolos como se observa en las figuras 5.21a, 5.22b y 5.23b; obteniéndose como resultado una banda bien definida, con algunas anomalías de un espesor 0.3 a 0.60m las cuales son debidas probablemente a lentes de arena, piedras, conchas y pedazos de madera. Estas anomalías no son exclusivas de una sola barrenación por lo que se deduce la imposibilidad de mal funcionamiento del equipo.

Por otra parte, para el caso de las arcillas la heterogeneidad que se presenta puede dar como resultado valores altos de la resistencia al corte, no obstante para el diseño de la cimentación no son tan importantes como en el caso de los depósitos granulares y roca donde la heterogeneidad arroja valores bajos de resistencia. No obstante lo anterior, para realizar el estudio básico de la resistencia se requieren eliminar esas anomalías, por lo que Vivatrat (1978), se encarga de desarrollar un método numérico que permite eliminarlas de manera sistemática; el método no se basa en procedimientos probabilísticos sofisticados. El suelo se divide en pequeños estratos de espesor  $\Delta$  con sus respectivos datos de  $q_c$  y  $\mu$  los cuales se consideran constantes para poder calcular sus parámetros estadísticos; el procedimiento en términos generales es como sigue:

1. Cálculo de la media  $M$  y de la desviación estandar  $\sigma_s$  de los datos correspondientes al estrato  $i+1$ ,  $i$  y  $i+1$ .
2. Selección de una desviación estandar  $S$  representativa definida como :

$$S = \text{mínimo} \left[ \frac{1}{2} [ \sigma_s(i-1) + \sigma_s(i) ] \frac{1}{2} [ \sigma_s(i) + \sigma_s(i+1) ] \right]$$

$$\frac{1}{2} [ \sigma_s(i+1) + \sigma_s(i+1) ]$$

3. Eliminación de los datos en cada estrato  $i$  que se presenten fuera del rango :



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

$$M \pm a S$$

Donde :

$$a > 0$$

Por lo anterior, se puede decir que el proceso de filtración depende principalmente de dos parámetros  $\Delta$  y  $a$ . Debe tenerse en cuenta que se requieren valores muy chicos del estrato  $\Delta$  para que se consideren como permanentes; asimismo se requieren de datos estadísticos confiables, por lo que en cada subestrato se necesitan un mínimo de puntos (5 a 10); por otra parte  $\Delta$  no deberá ser menor de la normalía por filtrar.

De los parámetros anteriormente mencionados, el valor de  $a$  es el que influye en el grado de filtración ya que para valores pequeños de  $a$  ( $a < 1$ ) el método únicamente considera aquellos puntos cercanos a la media, en tanto que para valores de  $a > 3$  filtra solamente valores extremos.

Al considerar  $\Delta = 2$ ,  $a = 2$  se obtienen las figuras 5.21b, 5.22b y 5.23b; donde se observan los valores ya filtrados de  $q_c$ ; correspondientes a las figuras 5.21a, 5.22a y 5.23a.

Al realizar una comparación entre los datos filtrados y los no filtrados, en los tres sitios, se observa que el método proporciona un adecuado ajuste de las anomalías proporcionando resultados similares a los definidos por un criterio ingenieril.

Los valores promedio de  $q_c$  para los distintos estratos no se ven significativamente afectados por los valores de  $\Delta$  (cuando éste varía de 2 a 6) ni por los de  $a$  ( $1.5 \leq a \leq 2.5$ ); de hecho, el proceso de filtración tiene poco efecto en la media de  $q_c$  (dentro de un 15%) pero proporciona un perfil de curvas suaves, especialmente donde se tiene valores grandes de  $q_c$  por ejemplo entre profundidades de 24 a 29m de la arcilla de Atchafalaya.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

Los resultados obtenidos por la resistencia a la penetración se presentan de manera dispersa lo cual puede ser ocasionado por la variabilidad del suelo ó por errores en los equipos; de aquí que se tenga que establecer el grado de afectación de estos.

Los valores de  $q_c$  se compararon con pruebas de veleta cuyos resultados son similares, no obstante la diferencia de equipo y la manera de ejecución de las mismas, determinandose así la variabilidad del suelo, la cual depende del tipo de suelo y se incrementa en zonas desecadas como se observa en las figuras 5.24, 5.25 y 5.26.

Como resultado de las pruebas, se puede concluir que permiten identificar aquellos parámetros que controlan la penetración del cono, dando así credibilidad a las teorías de penetración del mismo; en las tres zonas los resultados obtenidos denotan un margen aceptable de disparidad, asimismo cuando son identificadas zonas con anomalías de poco espesor, pueden eliminarse a manera de no influir en el análisis de toda la masa, ya que a través del proceso de filtración son eliminadas.

De la misma manera, como resultado del análisis de la variabilidad del suelo se concluye que mediante la prueba del cono y de la veleta, se detectan las mismas variaciones, las cuales dependen del tipo de suelo y se incrementan en función del grado de desecación al que hayan estado sujetos. Por otra parte, de los principales factores que influyen en la resistencia a la penetración del cono  $q_c$  se tienen :

a) El ángulo del cono ( $2\delta$ ) el cual al incrementar su valor decrece el valor de la resistencia.

b) Forma de la punta, conforme aumenta el tamaño del diámetro de la punta se reduce el valor de  $q_c$ ; sin embargo este valor también depende del tipo de suelo; en arcillas suaves al te-



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

ner un diámetro doble reduce el valor de  $q_c$  entre 0.5 y 1.0 veces  $\sigma_{vo}$ ; para arcillas duras, ocasiona una reducción del 0 a 30% de  $q_c$ .

c) Velocidad de penetración, si esta se realiza en los rangos comunes, esto es 1 a 2 cm/seg se observa que no existen cambios notables.

Aunado a lo anterior se tiene que las mediciones de presión de poro obtenidas durante la penetración varían de acuerdo a la localización del dispositivo en el cono, por ejemplo el valor de  $\mu$  registrado en la punta es ligeramente menor al obtenido en la parte media del cono, ver figura 5.27; se concluye así que el valor máximo es el obtenido a la mitad del cono y va decreciendo a lo largo del fuste. En general en los tres depósitos el valor de  $\mu$  decrece cuando el valor de  $q_c$  se incrementa, por ejemplo en el caso de las arcillas suaves normalmente consolidadas,  $\mu$  varía entre 0.6 a 1.1 veces el valor de  $q_c$ ; en base a registros de campo como los que se observan en la figura 5.27 para conos normales  $D/d = 1$ , se observa que para profundidades menores de 12m el valor de  $\mu$  no es consistente debido a la variabilidad del suelo, lo cual ocurre no ocurre a mayor profundidad.

Con base a los resultados anteriores, puede decirse que la variación de la presión de poro a lo largo del cono y de su fuste es debida a : a) Cambios en los esfuerzos totales tanto en la punta como en el fuste; b) Disipación de presión  $\mu$  por efecto de consolidación.

Cabe mencionar, que el cambio en el esfuerzo total afecta a la resistencia a la penetración  $q_c$  ya que al cambiar el esfuerzo afecta a la resistencia al corte.

Finalmente, puede concluirse en base a lo tratado en este ca



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

ptulo, que la investigación costa-fuera requiere mayor inventiva que los métodos empleados en tierra, debido principalmente a las condiciones del medio ambiente, las cuales, como ya se mencionó se tornan más agresivas conforme el tirante de agua se incrementa lo cual, para el campo de la explotación petrolera costa-fuera es inevitable.

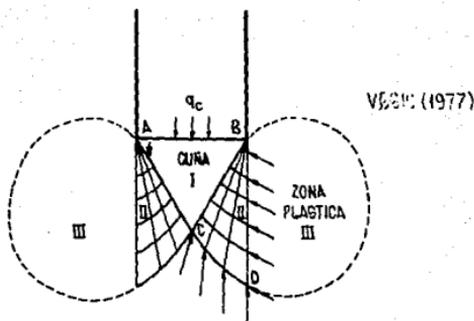


Fig. 5.1. MODOS DE FALLA PARA PENETRACIONES PROFUNDAS.  
REF. BALIGH, VIVATRAT Y LADD (1979).

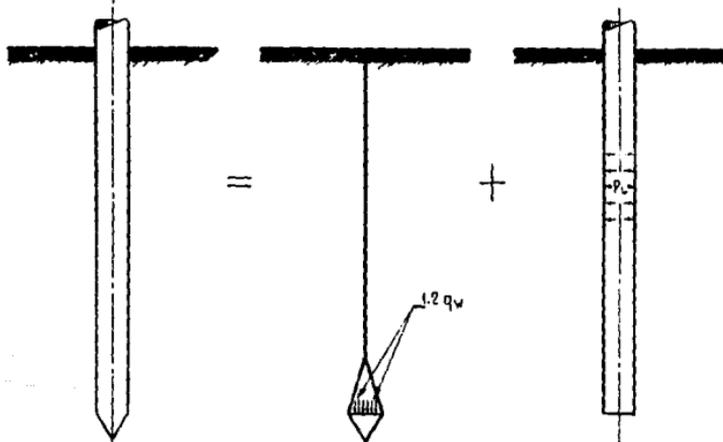


Fig. 5.2a PRUEBA DE PENETRACION DEL CONO.

Fig. 5.2b PENETRACION DE LA PUNTA.

Fig. 5.2c EXPANSION DE UNA CAVIDAD CILINDRICA.

Fig. 5.2. MODELO DE MECANISMO DE PENETRACION DEL CONO.  
REF. BALIGH, ET AL (1979).

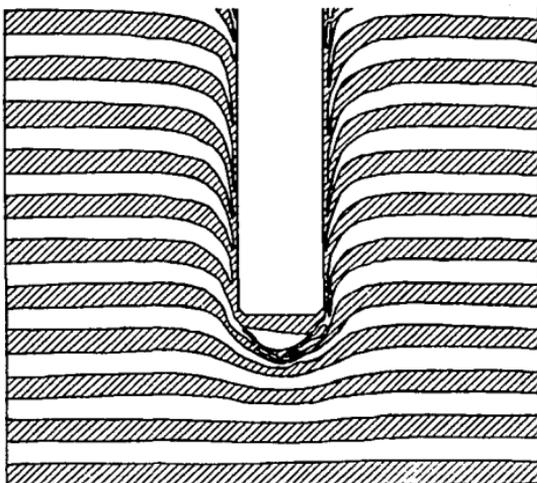
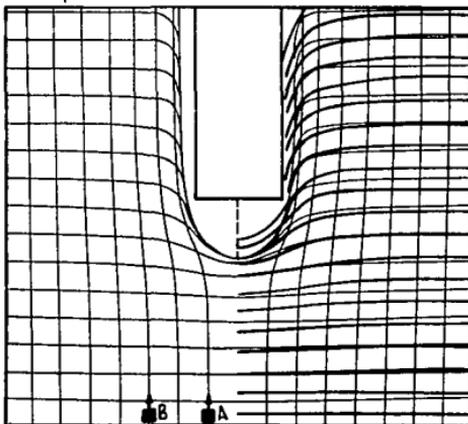


Fig. 5.3. PATRON DE DEFORMACION EN BENTONITA DEBIDO A LA PENETRACION DEL CONO.



LINIA DELGADA =  
PATRON DE DEFORMACION  
ESTIMADA.

LINIA GRUESA =  
DEFORMACION OBSERVADA  
(ROURK, 1961).

Fig. 5.4. PATRONES DE DEFORMACION ESTIMADA Y MEDIDA DEBIDO A LA PENETRACION DE UN PILOTE VIVATREAT (1978).

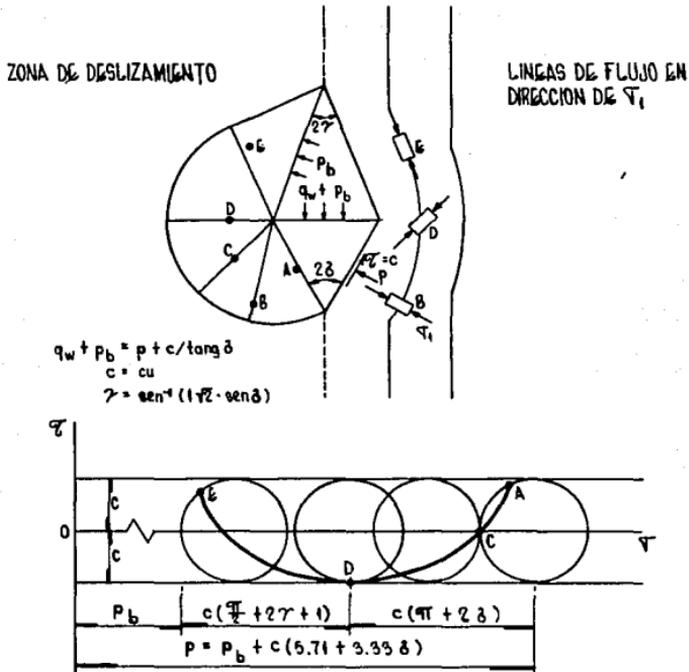


Fig. 5.5. ZONAS DE DESLIZAMIENTO PARA UNA PENETRACION CONTINUA EN ARCILLAS ISOTROPICAS.  
 REF. BALIGH, ET AL (1979).

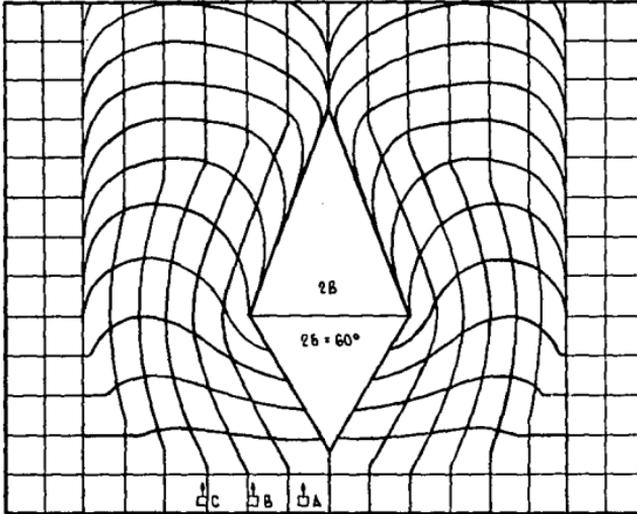


Fig. 5.6. PATRON DE DEFORMACIONES ESTIMADAS PARA UNA CUÑA DE 60°.

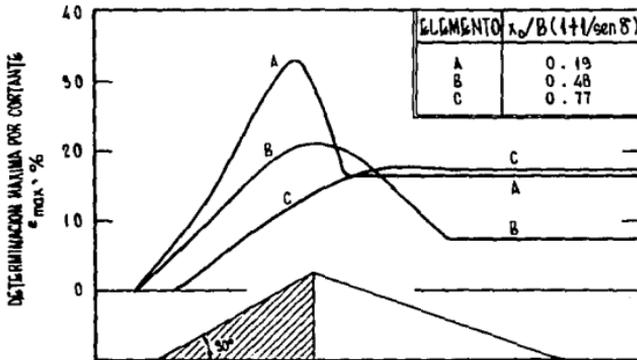
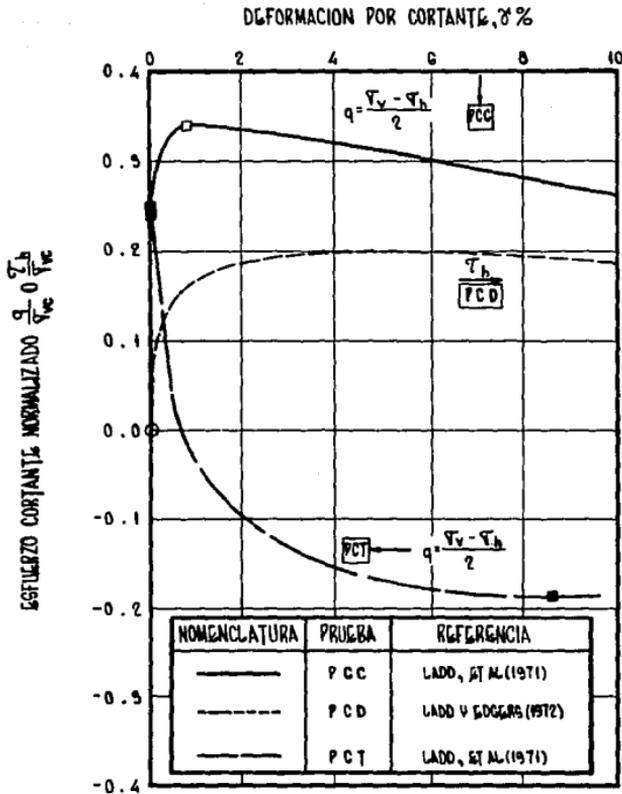


Fig. 5.7. HISTORIA DE LA DEFORMACION PARA LOS ELEMENTOS DE SUELO A, B Y C DE LA FIGURA 5.6.



**Fig. 5.8.** RELACION DE ESFUERZOS-DEFORMACIONES NORMALIZADAS PARA  $CK_0U$  EN LA ARCILLA NORMALMENTE CONSOLIDADA DE BOSTON. REF. BALIGH, ET AL (1979).

## a. IDEALIZACION

$$q_c + p_b = N_c \cdot cu + p_b$$

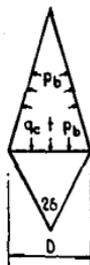
$$N_c = 1.2 [5.71 + 5.35 \delta + 1/\tan \delta]$$

$q_c$  = RESISTENCIA DEL CONO

$cu$  = RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA DE LA ARCILLA

$p_b$  = PRESION ISOTROPICA EN LA PARTE POSTERIOR DEL CONO

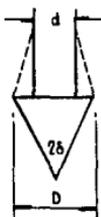
$\delta$  = ANGULO DEL CONO

b. CONO DE BASE ANCHA ( $D/d > 1$ )

$$q_c = N_c \cdot cu + (d/D)^2 \cdot p_b$$

$d$  = DIAMETRO DE LA EXTENSION DEL CONO

$D$  = DIAMETRO DEL CONO

c. CONOS "REGULARES" ( $D/d = 1$ )

$$N_c \cdot cu \leq q_c \leq N_c \cdot cu + [c_{ho} + (1 + f_n G/cu) cu]$$

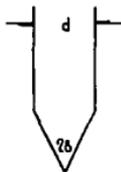


Fig. 5.9. ESTIMACION TEORICA DE LA RESISTENCIA A LA PENETRACION DEL CONO EN ARCILLAS. REF. BALIGH, ET AL (1979).

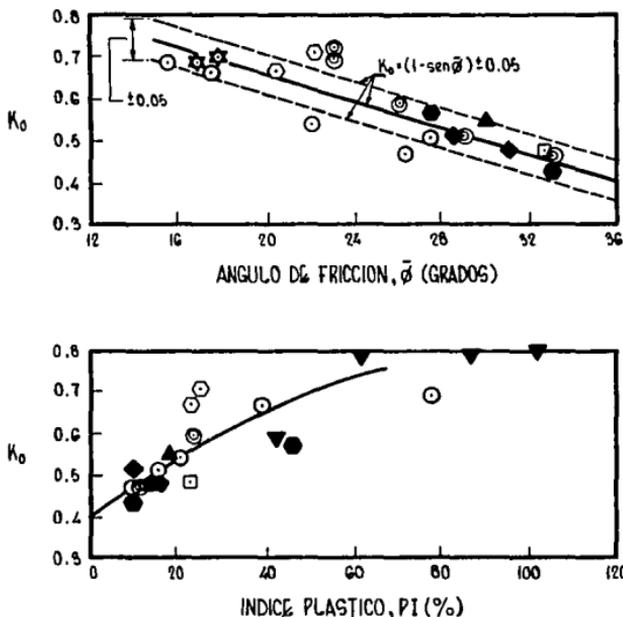
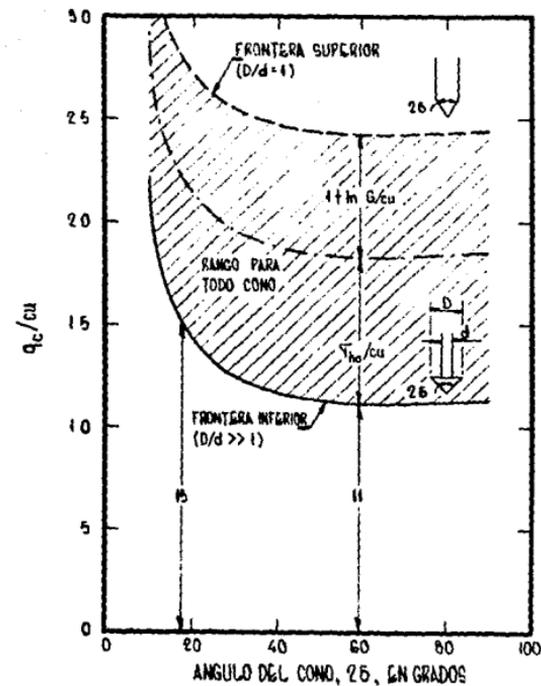


Fig. 5.10. CORRELACIONES EMPIRICAS PARA  $K_0$  EN ARCILLAS NORMALMENTE CONSOLIDADAS. PARA ARCILLAS SOBRECONSOLIDADAS SE EXPRESA:  $K_0(\text{OCR} > 1) = K_0(\text{OCR} = 1) \cdot (\text{OCR})^m$  DONDE  $m = 0.35$  A  $0.40$  (EXCLUSIVAMENTE PARA ESTADO NO CARGADA).



**Fig. 5.11.** RESISTENCIA TEORICA DE LA PENETRACION DEL CONO EN ARCILLA. [LA FRONTERA SUPERIOR HA SIDO CALCULADA PARA UN PESO TOTAL UNITARIO DE  $1.8 \text{ T/m}^3$  ( $112.26 \text{ lbs/pie}^3$ ),  $K_0 = 0.55$   $G/s_u = 150$ ,  $c_u/\bar{V}_{v_0} = 0.25$ , Y NAF EN LA SUPERFICIE DEL TERRENO].

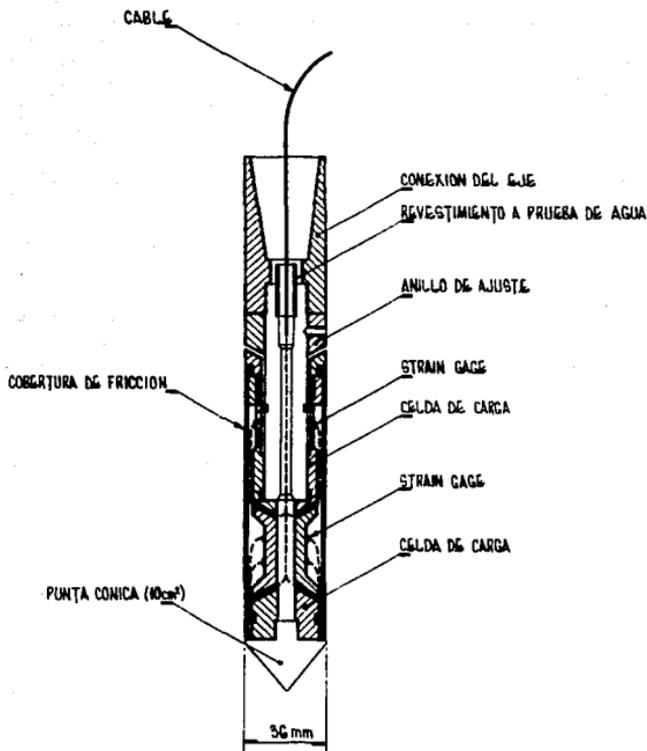


Fig. 5.12. DIAGRAMA DEL CONO ELECTRICO DE FUGRO CON MANGA DE FRICCION [SANGLELAT (1972)].

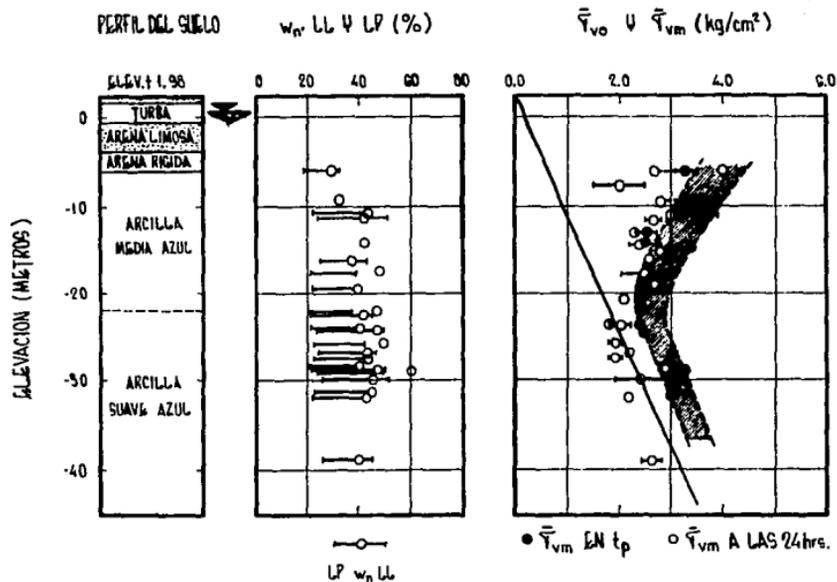


Fig. 5.13. CONDICION DEL SUELO EN SAUGUS, MASSACHUSETTS.  
REF. BALIGH, ET AL (1979).

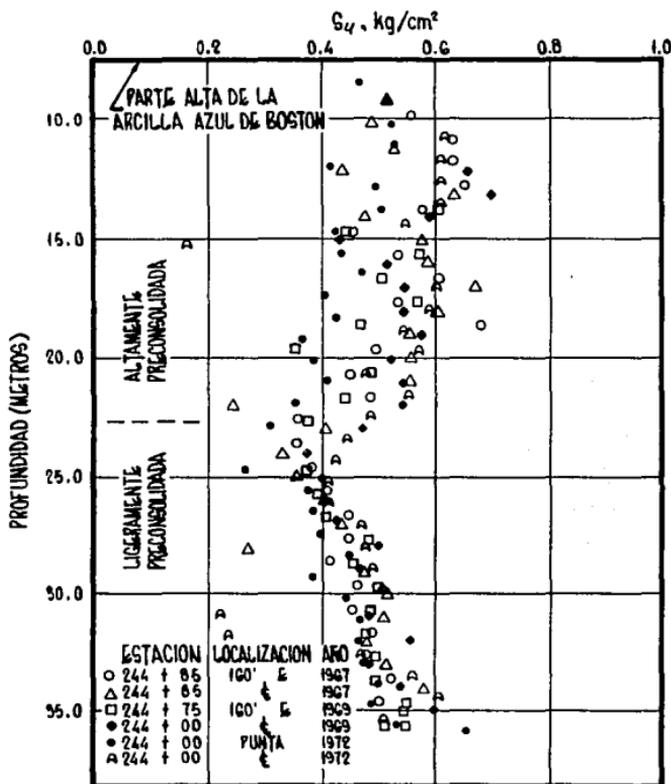


Fig. 5.14. RESULTADOS DE LA PRUEBA DE LA VELETA EN SAUGUS, MASSACHUSETTS.

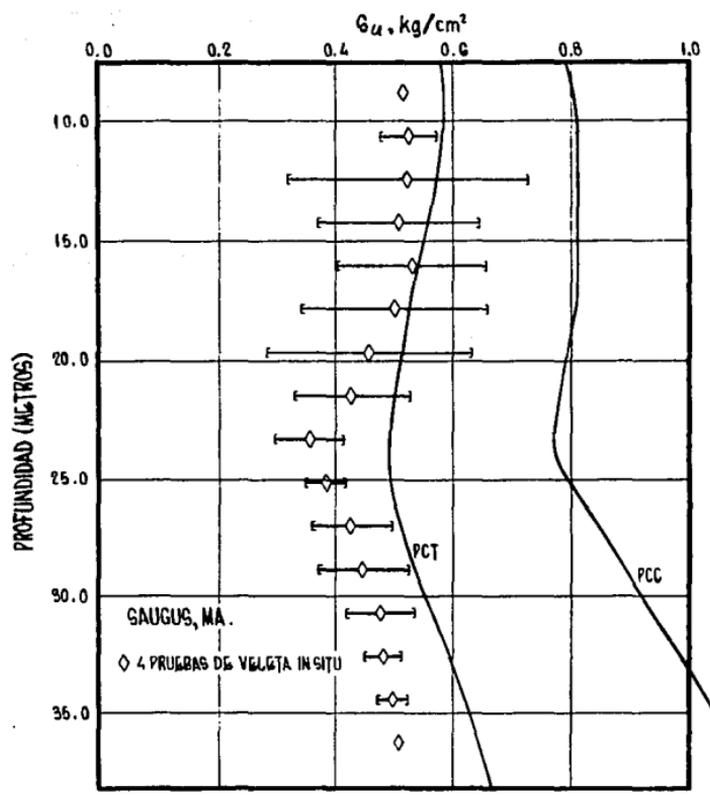


Fig. 5.15. PERFIL DE LA RESISTENCIA DE CAMPO OBTENIDA MEDIANTE VELETA, SAUGUS, MA.

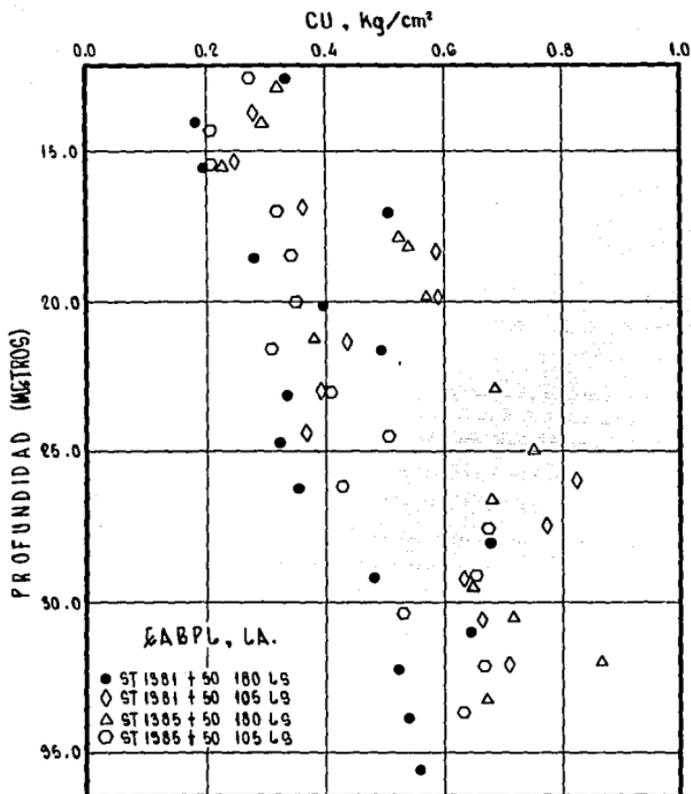


Fig. 5. 16. MEDICIONES EN CAMPO DE LA RESISTENCIA AL CORTE OBTENIDA CON VILETA EABPL (USCPL, 1978).

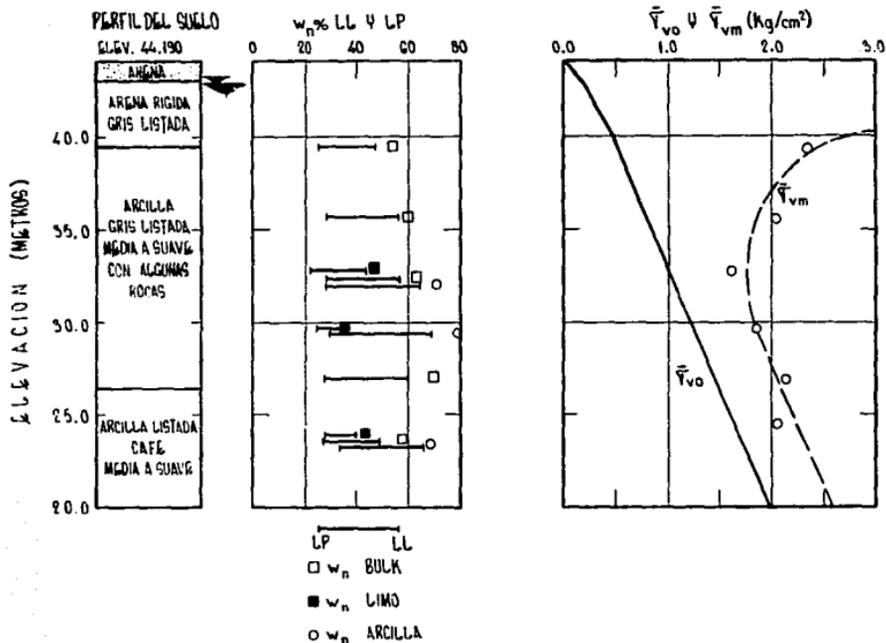


Fig.5.17. CONDICION DEL SUELO DE AMHERST, MA. (LADD, 1975).

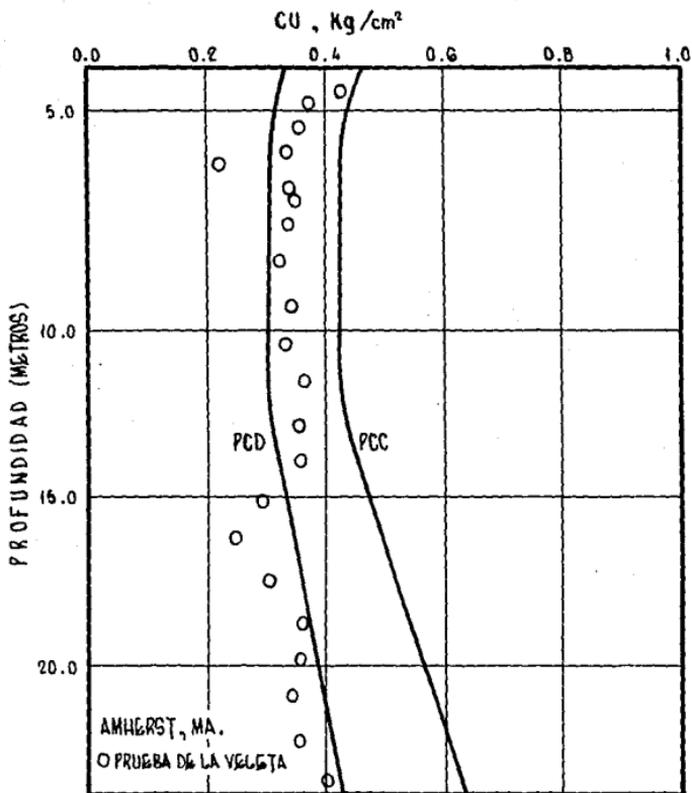


Fig. 5.18. PERFIL DE LA RESISTENCIA AL CORTE OBTENIDA CON VEGETA. (LADD, 1975).

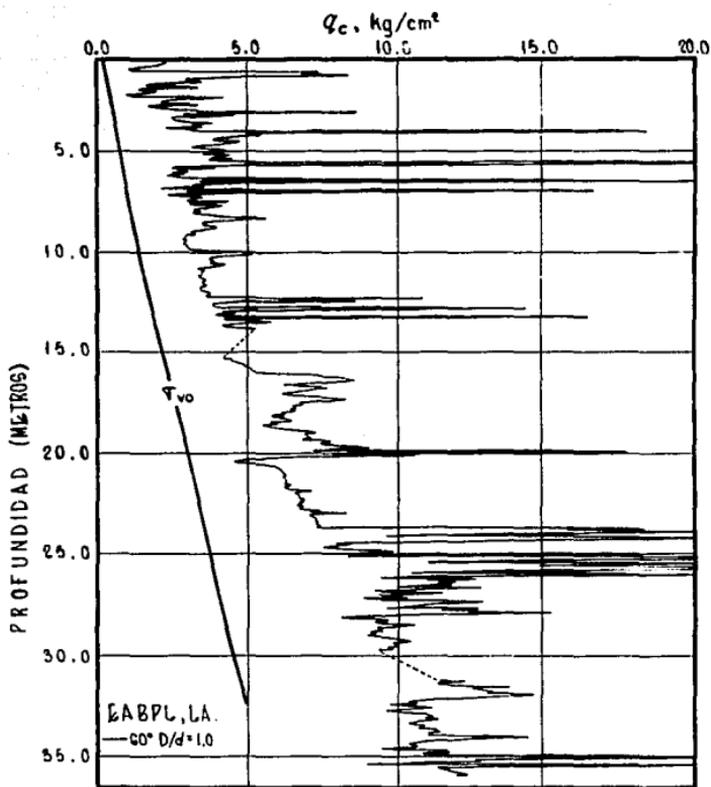


Fig. 5.19. PERFIL DE LA RESISTENCIA TIPICA A LA PENETRACION DEL CONO EN LA ARCILLA EABPL. REF. BALIGH, ET AL (1979).

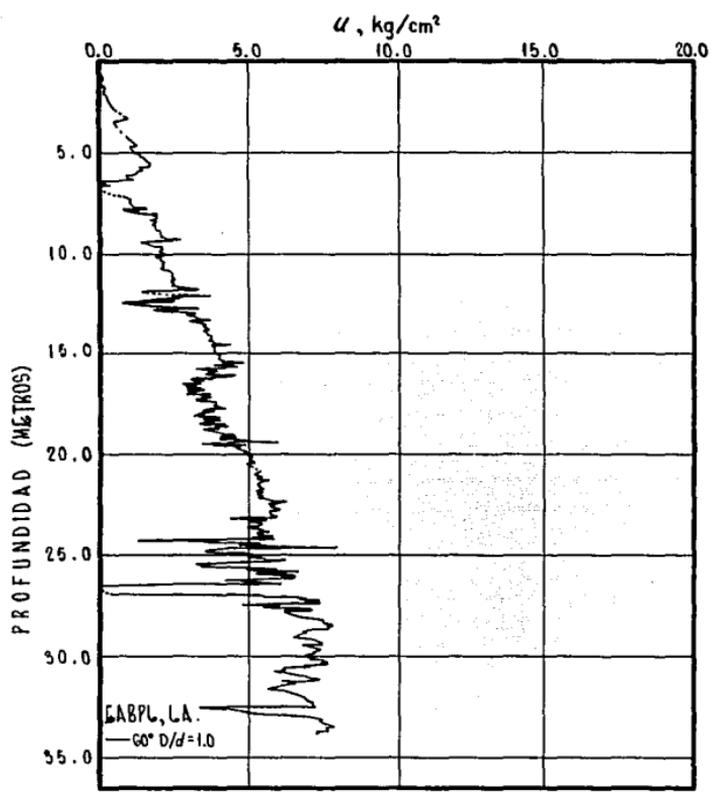


Fig.5.20. PERFIL DE LA PRESION DE PORO EN LA ARCILLA GABPL (60°, D/d = 1, MEDIDOR CONICO CON PIEDRA POROSA EN LA PUNTA). REF. BALIGH, ET AL (1979).

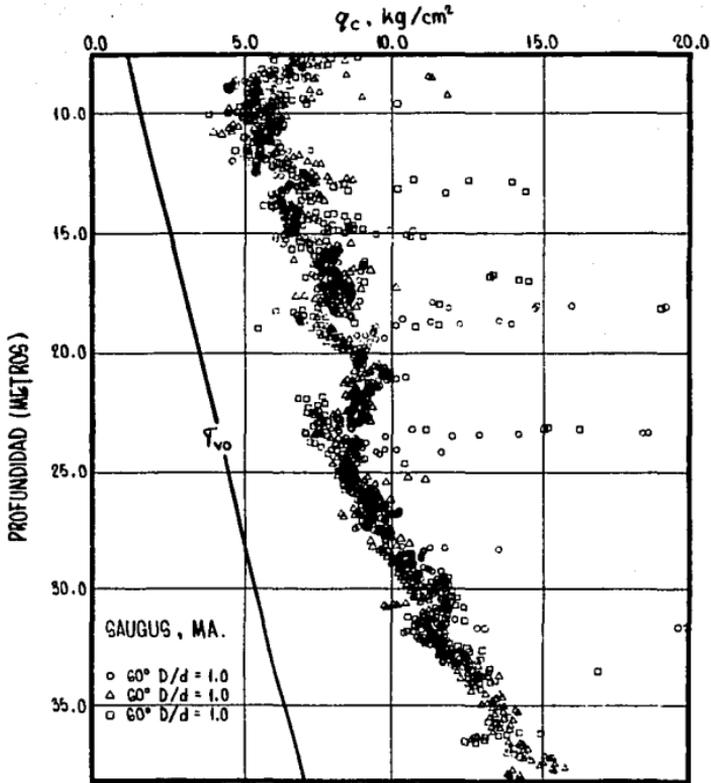


Fig. 5.21a PERFIL DE LA VARIACION  $q_c$  EN LA ARCILLA AZUL DE BOSTON.

(a) MEDICIONES DE 3 CONOS "NORMALES".

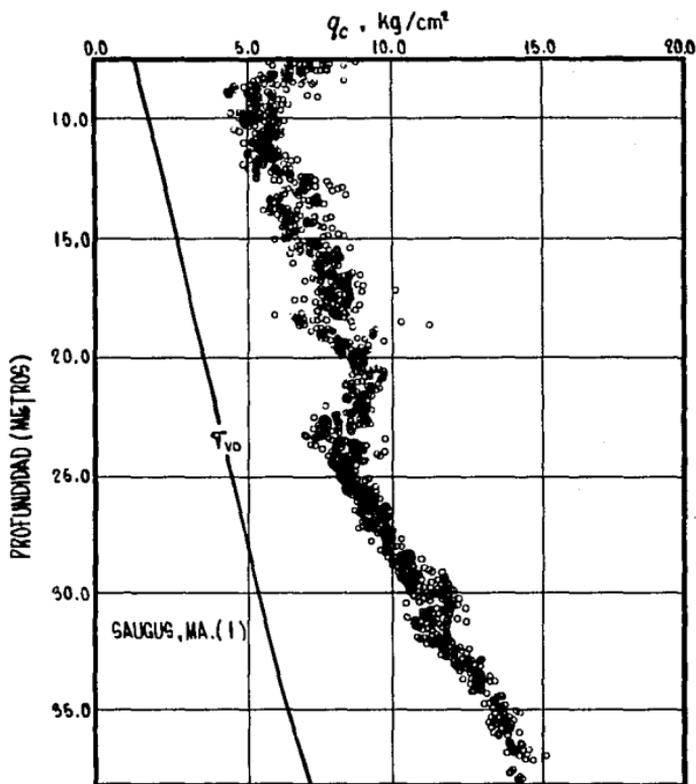


Fig. 5.21b. VARIACION DE  $q_c$  EN LA ARCILLA AZUL DE BOSTON.  
 DATOS FILTRADOS DE  $q_c$  ( $\Delta=0.61\text{m}$ ,  $\alpha=2$ ).  
 REF. BALIGH, ET AL (1979).

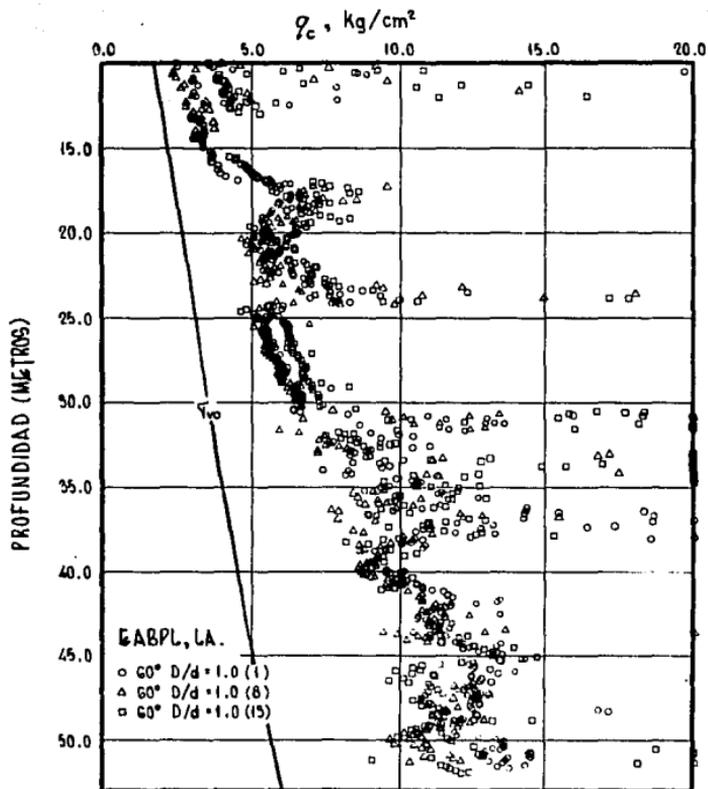


Fig. 5.22a. VARIACION DE  $q_c$  EN LA ARCILLA DE EABPL.  
(a) MEDICIONES DE 3 CONOS "NORMALES".

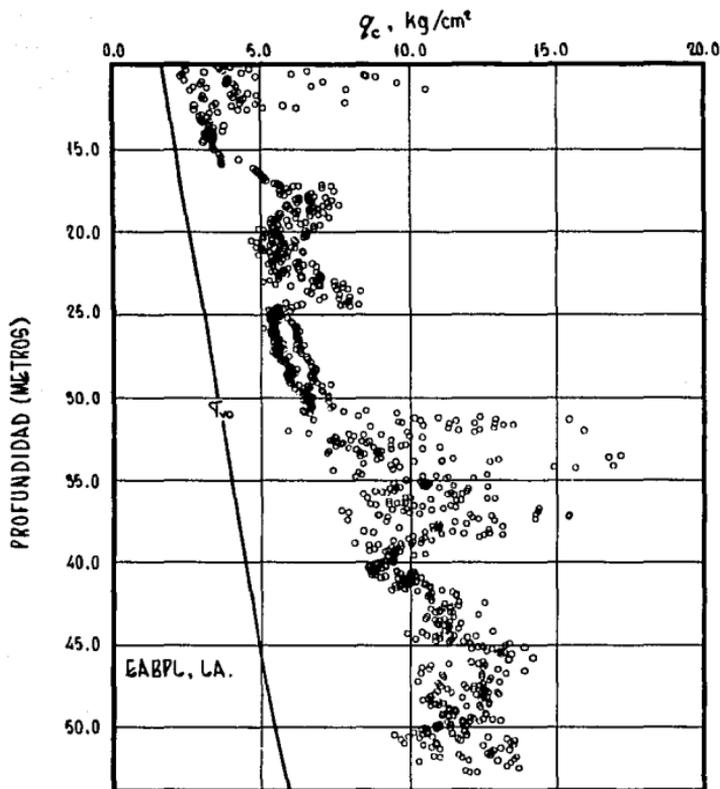


Fig. 5.22b. VARIACION DE  $q_c$  EN LA ARCILLA DE EABPL.  
 (b) DATOS FILTRADOS DE  $q_c$  ( $\Delta=0.61m, a=2$ ).

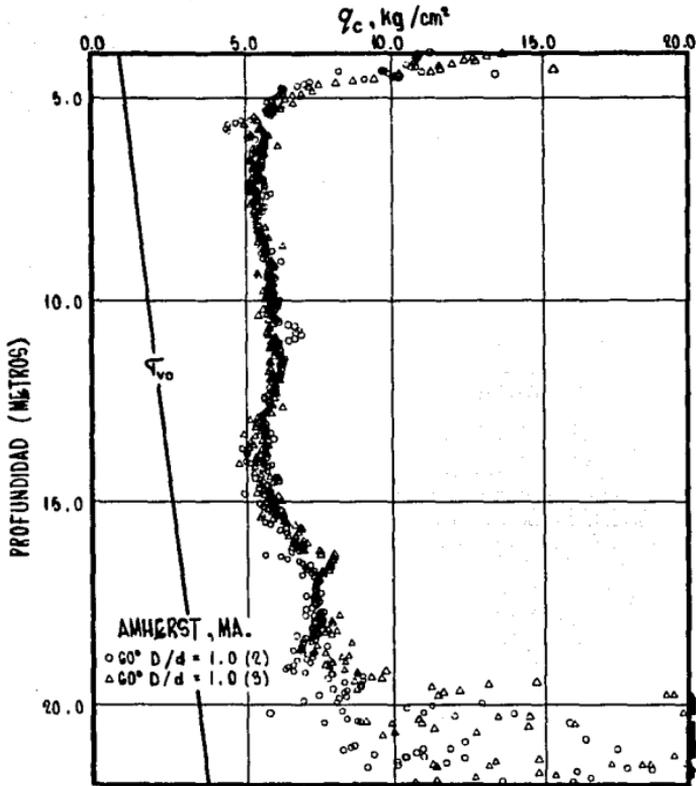


Fig. 5.23 a. VARIACION DE  $q_c$  EN LA ARCILLA LISTADA DE CONNECTICUT.

a) MEDICIONES DE 2 PRUEBAS DE CONO ESTANDAR.  
REF. BALIGH, ET AL (1979).

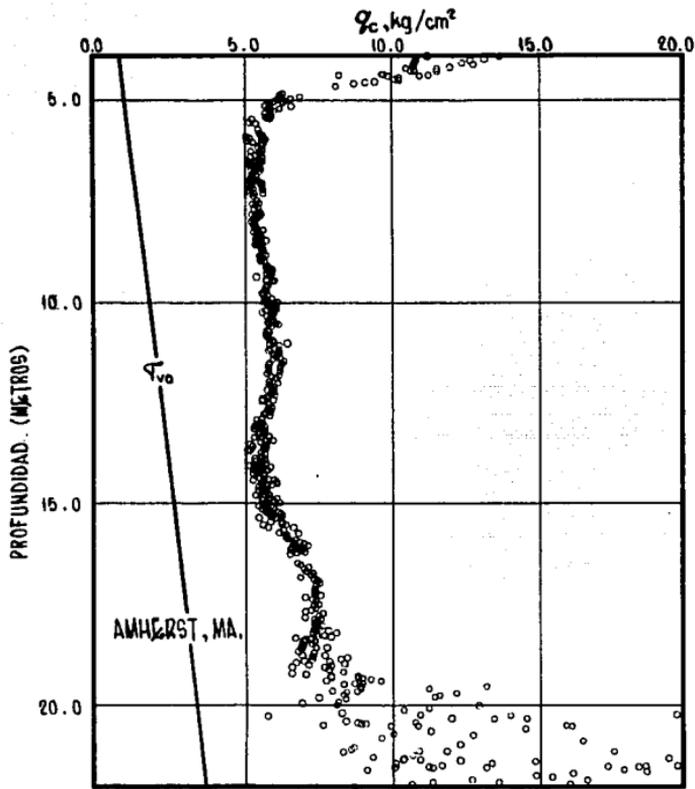


Fig. 5.23 b. VARIACION DE  $q_c$  EN LA ARCILLA LISTADA DE CONNECTICUT.  
b) VALORES FILTRADOS ( $\Delta=0.61\text{m}$   $\alpha=2.0$ )  
REF. BALIGH, ET AL (1979).

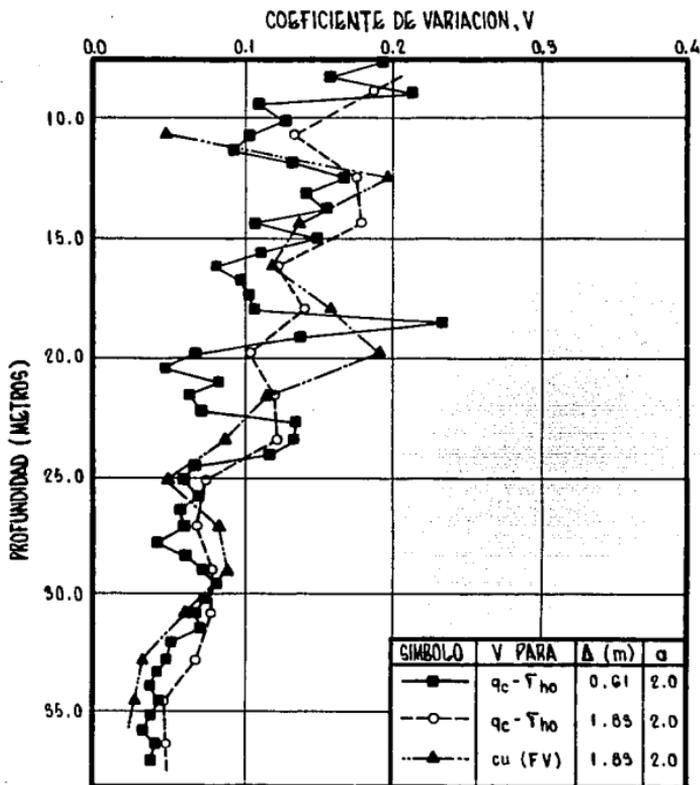


Fig. 5.24 COEFICIENTE DE VARIACION DE LA RESISTENCIA AL CONO Y RESISTENCIA AL CORTE DE LA VELETA EN LA ARCILLA AZUL DE BOSTON.

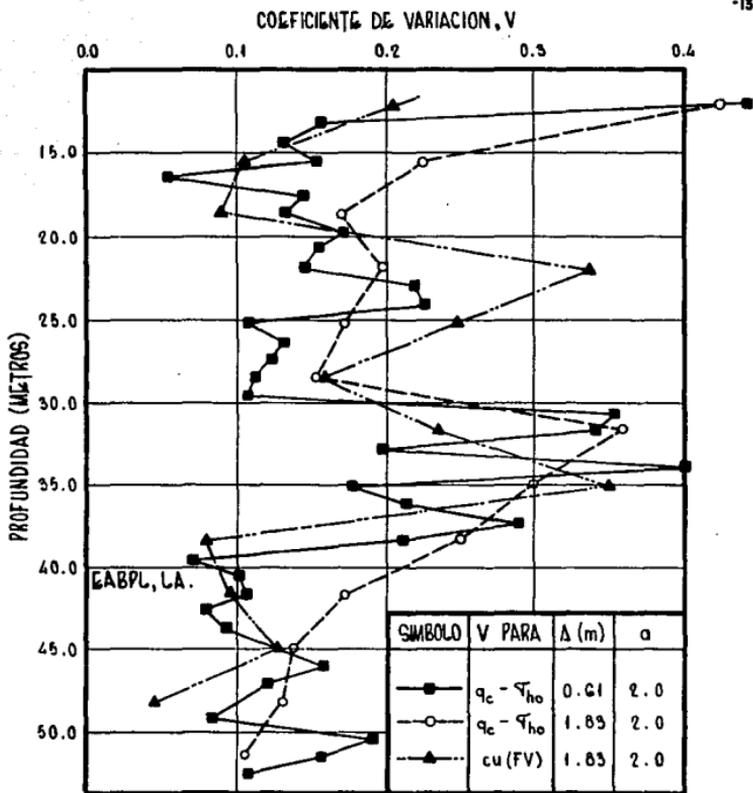


Fig. 5.25. COEFICIENTE DE VARIACION DE LA RESISTENCIA AL CONO Y RESULTADOS DE LA VELETA EN LA ARCILLA GABPL.

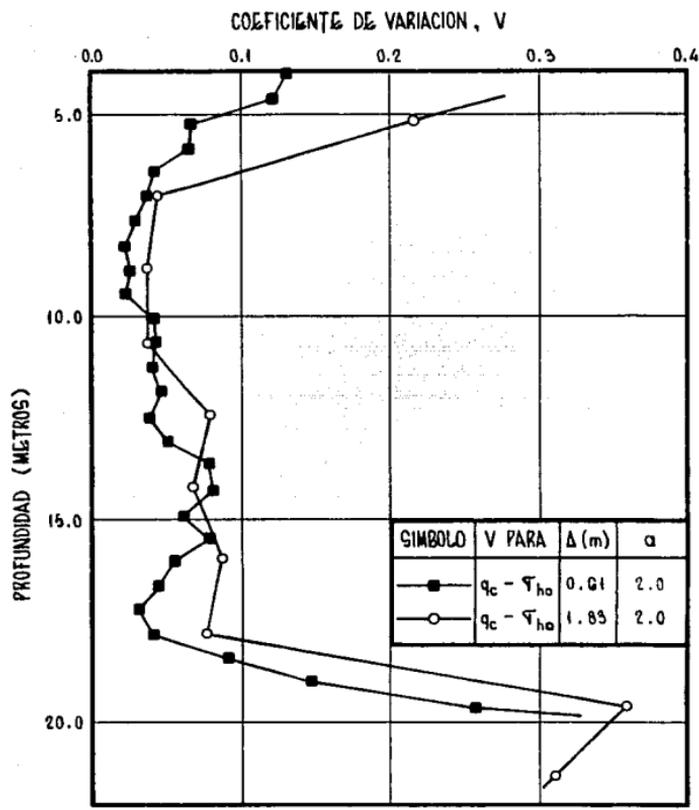


Fig. 5.26. COEFICIENTE DE VARIACION DE LA RESISTENCIA DEL CONO EN LA ARCILLA LISTADA DE CONNECTICUT.

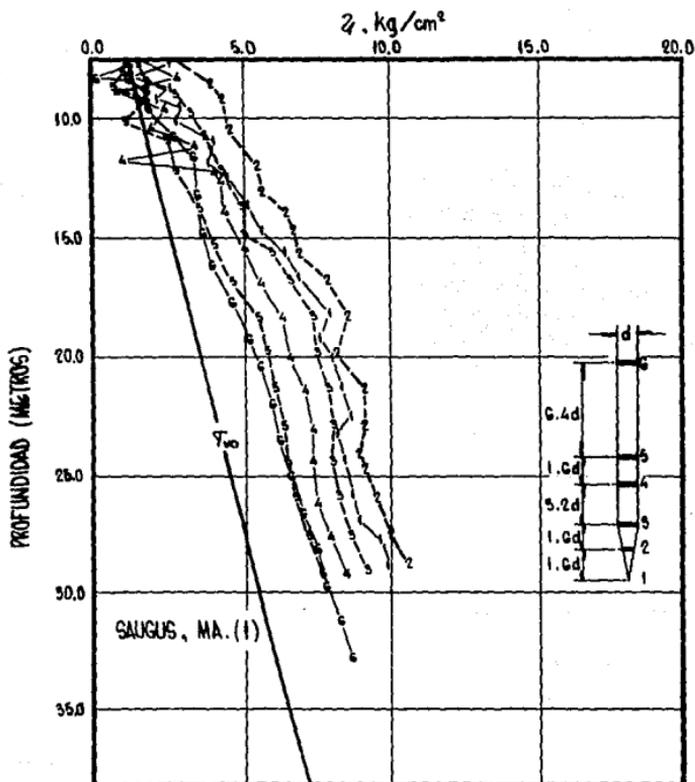
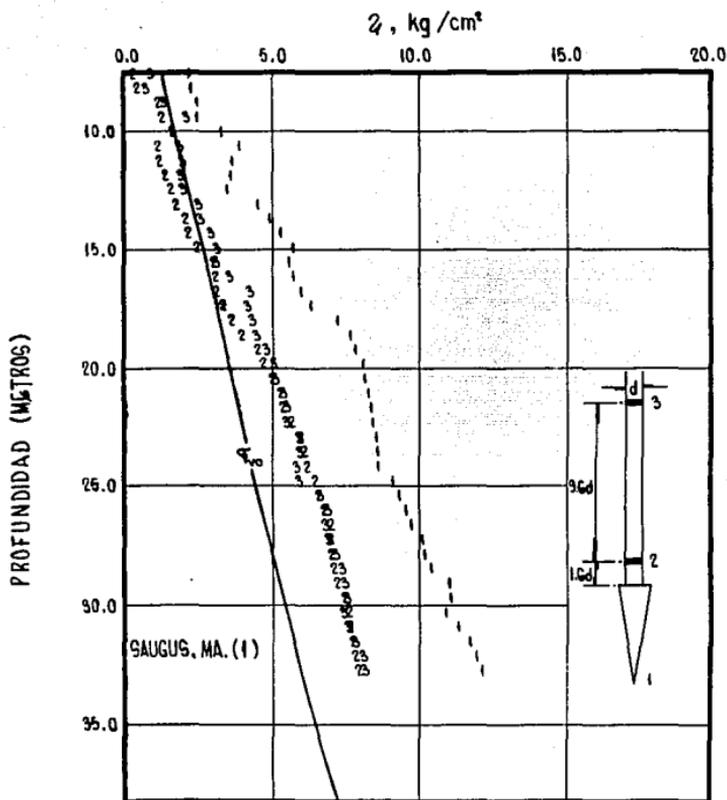


Fig. 5.27. MEDICIONES DE PRESION DE PORO PARA UN CONO DE BASE ANGOSTA CON  $18^\circ$  Y PENETRACION CONTINUA. REF. BALIGH, ET AL (1979).



**Fig. 5.28.** MEDICIONES DE PRESION DE PORO PARA UN CONO DE BASE ANPLIA CON UN ANGULO DE 18° Y PENETRACION CONTINUA. REF. BALIGH, ET AL (1979).



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

## CAPITULO VI

### CONCLUSIONES

Las estructuras costa-fuera representan para la industria petrolera en México la parte más importante de su desarrollo, ya que son estas las que permiten la explotación en el mar de los hidrocarburos, los cuales seguirán siendo por varios años la principal fuente de energía para el hombre. A comparación de otras estructuras resultan ser costosas y requieren de una ingeniería especializada debido a las condiciones y equipos con los cuales debe operar; éstos en general son muy pesados (torres de perforación, deshidratadores, turbo generadores, etc.), lo que origina la necesidad de un sistema de apoyo adecuado, el cual coincide en ser la estructura metálica, por las ventajas ya consabidas y enunciadas en esta tesis.

Debido a la importancia y magnitud de las descargas en este tipo de estructuras, resulta obvio la necesidad de utilizar un sistema de cimentación que sea práctico de construir e instalar; asimismo resistente al medio y a las sollicitaciones transmitidas por la superestructura además de ofrecer seguridad durante su vida de operación.

Por lo anterior, se deduce la importancia de conocer los parámetros del suelo que permitan describir el comportamiento suelo-pilote obteniendo así un diseño adecuado de la cimentación.

El presente trabajo no intenta ser un tratado de suelos pero sí establece las principales características del suelo que deben considerarse al diseñar una cimentación piloteada, a través de ciertos criterios algunos de los cuales; los principales, se han enunciado en el capítulo co-



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

rrespondiente.

El conocer los parámetros del suelo de manera confiable, permite obtener un diseño óptimo, además de que en la actualidad se tiene un requerimiento de estructuras cada vez más grandes, debido a la creciente explotación de mantos en aguas profundas, estq,es, en tirantes de más de 100m (330 pies), donde las condiciones ambientales se tornan más agresivas y desafortunadamente, en lo que al suelo respecta, para la Sonda de Campeche México, se encuentran suelos de muy baja resistencia al corte, como es el caso del campo Zazil donde se tiene un tirante de 153.3m (503 pies) y una resistencia al corte en el lecho marino de  $0.96 \text{ ton/m}^2$ .

Aunado a lo anterior, debe mencionarse que en la actualidad se siguen obteniendo las propiedades mecánicas de muestras "inalteradas" extraídas del lugar mediante el sistema "Wire Line" a través del cual se obtienen datos de la resistencia que no reflejan la condición in situ del suelo, así como tampoco su estado de deformación, el cual para la estimación de los asentamientos de la estructura resulta necesario.

Es de recordarse que aunque el sistema de pilotes empleado en las plataformas diseñadas en México es a fricción, se considera que no se presentan problemas de asentamientos; sin embargo, estudios recientes del mar del Norte, donde también se tienen ese mismo tipo de estructuras; en el campo Ekofisk, describen la presencia de asentamientos en las estructuras, como consecuencia de la extracción de hidrocarburos; hasta hoy en día se tiene registrada una velocidad de 40.64 cm por año presentando para 1987 un total de más de 304.8 cm. Efecto, que está ocasionando grandes problemas para mantener los pozos en operación así como su afectación en la disminución de los factores de seguridad por oleaje, lo cual acarrea un fuerte incremento en costos ya que para seguir explotando los mantos se requirió tan sólo para 1987 de una inversión extra de trescientos millones de dólares.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

Con base a lo anterior debe fomentarse un cambio en los procedimientos de muestreo; puesto que mediante los procesos normales a percusión traen como consecuencia un remoldeo del suelo, además del no tener un control en la energía transmitida al tubo muestreador.

Recientemente, en el mar del Norte los muestreos se realizan mediante el empleo de tubos muestreadores con dispositivos hidráulicos con los cuales se obtienen muestras de mejor calidad. Una vez recuperados los tubos muestreadores se ejecutan las pruebas de veleta, torcómetro y penetrómetro para obtención de las propiedades mecánicas con las cuales no se establecen propiamente la ley de resistencia del suelo ya que influyen una serie de factores como la geometría del aparato, concentración de esfuerzos y principalmente el efecto de escala, de aquí que no sean las únicas pruebas por realizar; lo que sí se puede afirmar que proporcionan un buen parámetro para suelos blandos ya que sus resultados presentan menos variaciones.

Al extraer el suelo del tubo muestreador para realizar las pruebas de laboratorio, debe tomarse en cuenta el efecto que esto produce al suelo, ya que los esfuerzos a los que está sometido en el lugar se consideran que permanecen dentro del tubo. Sin embargo los esfuerzos cercanos a su frontera tienden a ser nulos, ocasionando así un efecto de expansión, lo que a su vez reduce los esfuerzos efectivos y modifica por ende el estado de esfuerzos que se tenía en el sitio; este efecto está en función del tipo de suelo, de su permeabilidad y del grado de saturación, los cuales dependen del factor tiempo.

Por lo anterior, se sugiere que se lleven a cabo el mayor número de pruebas de laboratorio dentro del barco geotécnico, en caso contrario se recomienda extraer la muestra del tubo, lo cual permite observar la calidad del muestreo, identificar la estratigrafía y eliminar el agua



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

libre proveniente de estratos de arena, la cual bien puede alterar al resto del muestreo. Posteriormente la muestra debe ser envuelta en un plástico y a su vez empacada en un recipiente hermético para almacenarse bajo una humedad controlada y trasladarse al laboratorio de la costa.

En lo que respecta a las pruebas de laboratorio en la actualidad existe una fuerte tendencia a realizar más pruebas triaxiales que de compresión simple, a manera de considerar los esfuerzos a los que está sometido el suelo in situ, así como el reducir el efecto de expansión, el cual para poderse evaluar es necesario realizar pruebas en el consolidómetro.

Para la obtención de los esfuerzos efectivos se realizan en el laboratorio pruebas triaxiales CD y para evaluar el efecto de la alteración en la estructura de las arcillas, se requiere realizar prueba remoldeadas las cuales permiten conocer la sensibilidad de las mismas.

Mediante las pruebas de campo y laboratorio se obtienen los elementos necesarios para poder aplicar las diferentes teorías de capacidad axial, de los cuales se tienen muy variados criterios. Por ejemplo, en el método de Tomlinson se maneja la resistencia al corte no drenada, en tanto que en el criterio  $\lambda$  se requiere conocer los esfuerzos efectivos, así como la resistencia al corte no drenada, de estos, se toman valores promedio. No obstante la comparación de éste criterio con respecto a los demás (A.P.I., Tomlinson y Woodward), si bien se observan resultados más cercanos a los registros de campo, no se puede establecer que sea el mejor método; ya que son pocas las pruebas realizadas a grandes profundidades 40m (125 pies); además de que los valores de  $\lambda$  son obtenidos en base a pruebas de pilote con las cuales se obtuvo una curva, la cual no está plenamente comprobada además de que en las pruebas realizadas sólo cuatro fueron realizadas de manera completa para una penetración de más de 40m (125 pies);



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

pero ninguna en la Sonda de Campeche México. Sin embargo, el método  $\lambda$  permite demostrar que la participación del esfuerzo vertical debido a la columna de suelo es importante en la capacidad axial del pilote, así como el hecho de poner en te la de juicio el criterio A.P.I. el cual es de uso común en el cálculo de la capacidad axial para las estructuras costa-fuera, ya que sobrestima la capacidad entre un 25 y 40% para profundidades mayores de 45m (150 pies), para el caso de las arcillas normalmente consolidadas y en las ligeramente preconsolidadas.

Por lo anteriormente expuesto se deduce que existe una gran incertidumbre en las pruebas realizadas tanto en campo como en el laboratorio así como en los criterios utilizados para evaluar la capacidad axial, esto como consecuencia de lo primero. La razón principal es el grado de al teración de los muestreos, del labrado de las probetas y de las propias pruebas de laboratorio que en ocasiones registran esfuerzos y deformaciones, que no son los que se presenta el suelo en el sitio ni a los cuales será sometido.

De aquí que en la actualidad se tenga como práctica común el emplear varios criterios de capacidad axial y mediante la "sensibilidad" y experiencia del ingeniero especialista se determina el valor más adecuado de la capacidad axial.

En base a lo mencionado en las líneas anteriores, se concluye la necesidad de aplicar nuevos métodos para la obtención de los elementos mecánicos del suelo ó en su defecto depurar los ya existentes. Por este motivo recientemente se han incrementado las investigaciones en las prue bas de campo, principalmente en el cono de penetración; del cual se obtienen resultados satisfactorios al compararlos con pruebas de laboratorio, ensayos in situ y aún con terrapienes hechos a escala 1:1 .



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

Es mediante las pruebas de penetración del cono como se obtienen las variaciones de presión de poro, el cual es un dato necesario para conocer su afectación en los esfuerzos efectivos. Asimismo la prueba del cono presenta varias ventajas sobre las formas tradicionales de muestreos principalmente en costo y calidad de muestreo; el cono, por el contrario es un registro continuo y práctico a grandes profundidades (tirantes de más de 100m) .

Puede decirse que mediante pruebas de campo para ciertas zonas en particular y mediante la creación de teorías ó ajustes de las ya existentes es como se obtendrá el análisis óptimo del pilote.

Por medio del piezo-cono, instrumento que continua siendo objeto de una detallada investigación mediante un programa de cooperación llamado SEA GRANT entre el M.I.T y el gobierno de los Estados Unidos de Norte América, es como se obtendrán mejores parámetros del suelo. Por otra parte en México empiezan a darse a conocer las ventajas de este aparato y algunas compañías de suelos comienzan a aplicarlo, lo cual, presenta un panorama prometedor en la investigación geotécnica, no sólo en lo que se refiere a las actividades costa-fuera, colocando a la mecánica de suelos en México a la vanguardia de la exploración geotécnica.

## BIBLIOGRAFIA

- 1.- Burland, J.B. (1973) "Shaft friction of piles in clay a simple fundamental approach ground engineering".
- 2.- Bresler, Lin y Scalz (1983) "Diseño de Estructuras de Acero " Limusa
- 3.- Bleakley W.B. (1986) "Subsidence: What it is, what it can cost". Petroleum Engineer International.
- 4.- Bowles Joseph E. (1984) "Foundation Analysis and Design" International Student Edition.
- 5.- American Petroleum Institute (A.P.I.) "Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms" APIRP2A 1986.
- 6.- Coyle, H.M. and Reese, L.C. (1966) "Load Transfer for Axially Loaded Piles in Clay". Proc. Am. Soc. Civ. Engrs.
- 7.- Esrig, M.I. and Kirby, R.C. (1978) "Soil Capacity for Supporting Deep Foundation Members". Symposium on Behavior of Deep Foundation, American Society for Testing Materials.
- 8.- W.J.Graff "Introduction to Offshore Structure Design Fabrication Installation"
- 9.- Mc Clelland, B. "Design of Deep Penetration Piles for Ocean Structures" Proc. Am. Soc. Civ. Engrs. - J Geotech.
- 10.- Juarez Badillo . Rico Rodríguez "Mecánica de Suelos" Limusa.
- 11.- Jimenez Salas J.A. y Justo Alpañez J.L. "Geotecnia y Cimientos, Propiedades de los Suelos y de las Rocas".

- 12.- H.D. S. John PH.D. "A Review of Current Practice in the Design and Installation of Piles for Offshore Structure"  
Department of Energy Offshore Technology London.
- 13.- Mohsen M. Baligh; Vitoon Vivatrat; Charles C. Ladd Exploration and Evaluation of Engineering Properties for Foundation Design of Offshore Structures" MIT Sea Grant College Program.
- 14.- Poulos A.G. Design of Pile Foundation(1975) Univ. of Sydney, School of Civ. Engineers.
- 15.- Dugonoglu, M.I. and Mitchell J.K.(1975) "Static Penetration Resistance of Soils Analysis Proc. North Carolina Speciality Cof.
- 16.- Randolph, M.F.(1977) A Theoretical Study of the Performance of Piles Ph.D. Thesis Univ. of Cambridge.
- 17.- Randolph, M.F. and Wroth; C.P.(1978) "Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles"Proc.Am.Soc.Civ.Engrs.
- 18.- Tirant le, Pierre(1979) Seabed Reconnaissance and Offshore Soil Mechanics for the Installation of Petroleum Structures". I.F.P.
- 19.- Tomlinson M.J. A.M.I.C.E. (1957) The adhesion of piles driven in Clay Soils. Proceeding 4<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanic on Foundation Engineering. London
- 20.- Vijayvergiya y Focht(1972) "A New Way to Predict Capacity of Piles in Clay Offshore Technology Conference" paper number OTC 1718.

21.- Vesic A.S. (1975) "Principles of Pile Foundation Design". Durham (N.C.)  
School of Engrs. Soil Mechanics Series.

22.- Vesic. A.S. (1972) "Expansion of Cavities in Infinite Soilmass" Proc.  
Am. Soc. Civ. Engrs.