

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO: GEOTECNIA MARINA

1. ING. RICARDO CAMPOS CAMPOS  
Profesor de Tiempo Completo  
Sección de Graduados e Investigación  
Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura  
I P N  
Edificio No. 12  
Unidad Profesional Lindavista (Zacatenco)  
México, D.F.  
572 65 75
2. ING. JUAN JOSE HANELL CAMPBELL DEL VALLE  
Gerente de Geotecnia  
Proyectos Marinos, S.C.  
Calz. Desierto de los Leones No.5578  
Col. Olivar de los Padres  
México, D.F.  
595 62 70.y 595 68 21
3. DR. RAUL FLORES BERRONES (COORDINADOR)  
Subdirector de Estudios, Planes y Programas  
Dirección General de Captaciones y Conducciones de Agua  
Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos  
Cda. Sánchez Azcona 1723-7º Piso  
Col. del Valle  
México, D.F.  
524 52 97
4. ING. LUIS SILVA FRAGANO  
Gerente de Geofísica  
Cía. Mexicana de Aerofoto  
Once de Abril No. 338  
Col. Escandón  
D. M. Hidalgo  
11800 México, D.F.  
516 07 40 Ext.129
5. Ing. Francisco Zavala Morales  
Asesor de Instrumentación de Equipo Geofísico  
Cía. Mexicana de Aerofoto  
11 de Abril # 338  
Col. Escandón  
D.M.Hidalgo  
11800 México, D.F.  
516 07 40 Ext.144
6. ING. CARLOS GONZALEZ MORENO  
Cía. Mexicana de Aerofoto  
11 de Abril No. 338  
Col. Escandón  
11800 México, D.F.  
516 07 40 Ext.144

100  
101  
102

10

1000

1000000000

GEOTECNIA MARINA

Fecha	Tema	Horario	Profesor
15 De Agosto	INTRODUCCION	9 a 10 a.m.	Dr. Raúl Flores Berrone
	GEOFISICA MARINA	10 a 13 h	Ing. Luis Silva Fragar Ing. Carlos González Moreno Ing. Francisco Zavala Morales
	a) Descripción de los sistemas acústicos empleados b) Interpretación y aplicación práctica c) Elaboración de informes		
	EXPLORACION Y MUESTREO EN EL MAR Y EN LA COSTA	15 a 18 h	Dr. Raúl Flores Berro- nes
16 de Agosto	a) Tipos de exploración y muestreo b) Pruebas insitu c) Ensayos de laboratorio		
	ANALISIS DE CIMENTACIONES PILOTEADAS	9 a 13 h	Ing. Ricardo Campos Campos
	a) Criterios de análisis b) Curvas P - Y c) Hicabilidad de pilotes		
17 de Agosto	EJEMPLO DE APLICACION EN EL GOLFO DE MEXICO	15 a 18 h	Ing. Ricardo Campos Campos Dr. Raúl Flores Berrones
	GEOTECNIA MARINA EN PUERTOS	9 a 11:30 a.m.	Ing. Juan José Hanell Campbell del Valle
	a) Dragados y rellenos b) Escolleras c) Muelles		
	CIMENTACIONES EN PLATAFORMAS DE GRAVEDAD	11:30 a 13 h	Dr. Raúl Flores Berrones

ANALISIS DE TUBERIAS DE CONDUCCION

13 a 14 h

Dr. Raúl Flores  
Berrones

- a) Estudios exploratorios geofísicos y geotécnicos
- b) Consideraciones generales de análisis.

# EVALUACION DEL PERSONAL DOCENTE



CURSO: GEOTECHIA MARINA

FECHA: 15,16 y 17 de Agosto,1983.

CONFERENCISTA		DOMINIO DEL TEMA	EFICIENCIA EN EL USO DE AYUDAS AUDIO VISUALES	MANTENIMIENTO DEL INTERES. (COMUNICACION CON LOS ASISTENTES, AMENIDAD, FACILIDAD DE EXPRESION).	PUNTUALIDAD	
1.	Raúl Marcos Berrones					
2.	Jula Silva Fragoso					
3.	Carlos González Moreno					
4.	Francisco Zavala Morales					
5.	Ricardo Campos Campos					
6.						
7.						
8.						
9.						
ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10						

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. This is essential for ensuring the integrity of the financial statements and for providing a clear audit trail. The records should be kept up-to-date and should be easily accessible to all relevant parties.

2. The second part of the document outlines the various methods used to collect and analyze data. These methods include interviews, surveys, and focus groups. Each method has its own strengths and weaknesses, and it is important to choose the most appropriate method for the specific research objectives.

3. The third part of the document describes the process of data analysis. This involves identifying patterns and trends in the data, and then interpreting these findings in the context of the research objectives. It is important to be objective and unbiased in this process, and to avoid drawing conclusions that are not supported by the data.

4. The fourth part of the document discusses the importance of communicating the results of the research. This involves writing a clear and concise report that summarizes the findings and provides recommendations for future action. It is important to use plain language and to avoid technical jargon, so that the results can be understood by a wide range of stakeholders.

5. The fifth part of the document concludes by emphasizing the importance of ongoing evaluation and improvement. Research is a continuous process, and it is important to regularly review the methods and findings to ensure that they remain relevant and effective. This involves seeking feedback from stakeholders and using this feedback to make improvements to the research process.

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. This is essential for ensuring the integrity of the financial statements and for providing a clear audit trail. The records should be kept up-to-date and should be easily accessible to all relevant parties.

2. The second part of the document outlines the various methods used to collect and analyze data. These methods include interviews, surveys, and focus groups. Each method has its own strengths and weaknesses, and it is important to choose the most appropriate method for the specific research objectives.

3. The third part of the document describes the process of data analysis. This involves identifying patterns and trends in the data, and then interpreting these findings in the context of the research objectives. It is important to be objective and unbiased in this process, and to avoid drawing conclusions that are not supported by the data.

# EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

②

SU EVALUACION SINCERA NOS AYUDARA A MEJORAR LOS PROGRAMAS POSTERIORES QUE DISEÑAREMOS PARA USTED.

TEMA	ORGANIZACION Y DESARROLLO DEL TEMA	GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL TEMA	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL TEMA	UTILIDAD PRACTICA DEL TEMA
Introducción				
Geografía Marina				
Exploración y Muestreo en el Mar y en la Costa				
Análisis de Cimentaciones Pilotadas				
Ejemplo de Aplicación en el Golfo de México.				
Geotecnia Marina en Puertos				
Cimentaciones en Plataformas de Gravedad				
Análisis de Tubos de Conductión				

ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10

## EVALUACION DEL CURSO

③

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

ESCALA DE EVALUACION DE 1 A 10



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

MUY AGRADABLE	AGRADABLE	DESAGRADABLE

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

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

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

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

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

AUTOMOVIL PARTICULAR	METRO	OTRO MEDIO

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

---



---



---

5. ¿Recomendaría el curso a otras personas?

SI	NO



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

---

---

7. La coordinación académica fue:

EXCELENTE	BUENA	REGULAR	MALA

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

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

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

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

---

---

10. Otras sugerencias:

---

---

---

---



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

**GEOTECNIA MARINA**

**BREVES CONSIDERACIONES SOBRE LA EXPLORACION  
GEOFISICA MARINA DE ALTA RESOLUCION**

**POR LOS INGENIEROS:**

**PEDRO CORTES LIBERATO**

**EFREN GUERRERO GODINEZ**

**CARLOS GONZALEZ MORENO**

**CIA. MEXICANA AEROFOTO, S.A.**

**JULIO, 1983.**



## 2.- GEOFISICA MARINA

Con el inicio de la explotación de hidrocarburos en el mar y posteriormente con obras marinas de diferente índole, nacieron una serie de inquietudes encaminadas a conocer más con respecto a las condiciones del piso subacuático y sus profundidades. Naturalmente que con el tiempo se han ido agotando los problemas - de fácil solución, por lo que los trabajos requieren del ataque de situaciones más complejas.

El crecimiento de los problemas ha obligado al hombre a agudizar su ingenio, lo que se ha traducido en el avance de las tecnologías exploratorias y extractivas. Así es como cada vez se perfeccionan más los métodos geofísicos, tales como sísmica, gravimetría, magnetometría, etc.

Inicialmente y de acuerdo con las necesidades particulares, en cada estudio marino se aplicaba un solo método de trabajo: - posteriormente se efectuaron dos o tres levantamientos simultáneos, al surgir las necesidades de conocer los tirantes de agua, los espesores de los depósitos sueltos, etc.

En la actualidad el mayor logro consiste en el desarrollo de diferentes técnicas a un tiempo, hecho que ha tenido una -- gran aceptación en diferentes partes del mundo. Indudablemente que el éxito, recide en el hecho de que al hacer la interpretación de gráficas obtenidas, se conocen las condiciones reales del fondo marino en las primeras capas, con un máximo de -- precisión, imposible de alcanzar con otros métodos.

a) Descripción de los Sistemas Acústicos Empleados. Para el desarrollo de los trabajos de Geofísica Marina se emplean diversas unidades de sistemas electrónicos y electromecánicos describiéndose a continuación algunos de estos sistemas. (Fig. 1 y 2)

- Sistema de Posicionamiento.- Este equipo electrónico -- es un dispositivo diseñado para la localización de una estación móvil, a partir de dos o más estaciones fijas. Esto se logra mediante la intersección de las respectivas distancias de la estación móvil a las fijas. (Fig.3)

Cuando las corrientes marinas, el oleaje y/o el viento producen desviaciones en las rutas programadas, se requiere determinar las diferencias de rumbo y de coordenadas entre puntos observados y programados; por lo cual

es necesario conocer las desviaciones que se tuvieron. - Para ello, el equipo de posicionamiento cuenta con un -- sistema periférico, que imprime las distancias, las convierte a coordenadas (UTM) e indica la desviación a la - que se encuentra la embarcación de la ruta programada.

Uno de los equipos de posicionamiento es el AUTO-TAPE -- DM-40, esencialmente constituido por tres unidades principales y sus respectivos accesorios:

- Consola Interrogadora
- Consola Respondedora No. 1
- Consola Respondedora No. 2

La consola Interrogadora.- donde tiene lugar la medición a las estaciones respondedoras -tiene como accesorios -- una antena omnidireccional, cable de radiofrecuencia, cable de poder, audifono y micrófono. En tanto que las -- consolas respondedoras cuentan con antenas fijas, tripies, cables de radiofrecuencia y poder; audifonos y micrófonos.

El AUTO-TAPE tiene su rango de medición basado en el principio de radiofrecuencia, aplicado al espectro electromagnético, propagándose las ondas a través del espacio. De



bido a que el retraso de fase es proporcional a la distancia viajada y a la frecuencia modulada, este equipo computa la medición del retraso de fase desde el instante de salida del generador de señal, hasta su regreso, proporcionando de esta manera distancias constantemente entre la estación móvil y las fijas. (Fig. 4 y 5)

Para este tipo de sistemas de posicionamiento su operación depende de la línea de vista. La transmisión de las microondas, desde el interrogador a los responders y viceversa, debe hacerse a través de antenas elevadas para evitar la interferencia de la curvatura de la tierra. Lo cual representa en ocasiones limitantes en el alcance necesario, sin embargo el AUTO-TAPE proporciona una alta precisión, estimada en  $\pm 0.5 \text{ m} \pm \text{PPM}$  por rango.

- Sistema Medidor de Profundidad - Se denomina Ecosonda - al equipo diseñado para efectuar mediciones de profundidad en levantamientos batimétricos, mediante el empleo de ondas sónicas. A través de un transductor se emiten pulsos acústicos hacia el fondo marino, parte de la energía se refleja y regresa en forma de eco al transductor,

que opera simultáneamente como transmisor y receptor.

El tiempo que transcurre entre el momento de la emisión de los pulsos y el retorno hasta el transductor, es proporcional a la profundidad.

El registro de las profundidades se realiza gráficamente, apareciendo las profundidades impresas en papel, siguiendo la topografía del piso marino.

Un ejemplo de ecosondas es el DE-719 de Raytheon, que graba permanente y detalladamente la topografía bajo el agua, a profundidades entre 2 y 410 pies. Es portátil, ligero, cuenta con marcador de calibración, puede controlar mareas y calado, posee cuatro velocidades para el papel, con ventanilla para anotaciones, switch marcador y papel en metros o en pies. Está diseñado para trabajar con una fuente de energía de 12 volts o por medio de un convertidor, se puede operar con 115/230 volts a 50-60 cps. (Fig. 6)

Su transductor funciona como micrófono y bocina en una sola unidad, durante la transmisión convierte los pulsos

de energía eléctrica en pulsos de energía supersónica. - Durante la recepción recibe los ecos de la energía supersónica, que se refleja en el fondo y la convierte en señales eléctricas.

- Sonar de Cubrimiento Lateral - Es un equipo que proporciona una especie de fotografía cilíndrica del fondo marino, detectando los eventos presentes en el piso marino y en el tirante de agua. El registro los muestra en posición relativa con respecto al barco que remolca al sensor, al pasar sobre el área en la que se encuentran.

El sonar de cubrimiento lateral emite una serie de pulsos, que al reflejarse son recibidos en la graficadora, amplificándose y registrándose en el papel apareciendo un evento para cada objeto. La posición en el registro corresponde al tiempo en que fue recibida la señal y por lo tanto está relacionada con la inclinación del objeto que representa, la intensidad luminosa es función del tamaño y reflectividad de los objetos. (Fig. 7)

El equipo consta de una graficadora con dos canales, dos transductores y una fuente de poder compuesta por baterías. Los transductores están colocados en un cilindro de forma hidrodinámica denominado pescado, equipado con aletas estabilizadoras y pesos de zinc en la nariz para el balance hidrodinámico.

Todo el pescado es inundable excepto la parte posterior que contiene los sistemas electrónicos y los envases de los transductores de babor y estribor.

El pescado es remolcado desde la embarcación, controlando su profundidad por la longitud del cable usado, por la velocidad del barco remolcador y por el curso del barco. (Fig. 8)

- Perfilador Somero - El sistema perfilador somero proporciona datos que nos permiten determinar la naturaleza de los sedimentos, así como los fenómenos que los afectan, hasta una profundidad de 80 metros bajo el piso marino.

Por medio de una fuente generadora de ondas acústicas de

baja frecuencia, remolcada desde la embarcación, se envían ondas a través del agua, que llegan al fondo marino, penetrando decenas de metros. Las ondas acústicas son reflejadas en las zonas de contacto entre las unidades geológicas, regresando a la superficie donde son captadas por una serie de hidrófonos, que transmiten la señal a un amplificador, desde el cual se envía la señal hasta una graficadora de pulsos para que se imprima en papel.

(Fig. 8 y 9).

Este perfilador consta de una fuente de energía, una fuente acústica, hidrófonos, filtros y una graficadora.

Su funcionamiento es el siguiente: la fuente de energía proporciona descargas eléctricas que son transmitidas a la fuente acústica, donde son convertidas en ondas. Las cuales viajan en el agua penetrando el piso marino, propagándose en todas direcciones y al tocar las diferentes capas que encuentran conforme avanzan, partes son reflejadas y partes refractadas. La energía reflejada es captada mediante los hidrófonos, produciéndose la conversión de presiones ocasionadas por ondas acústicas en señales eléctricas. Una vez filtrada, la señal es amplificada en la graficadora y de esta forma, los pulsos eléctricos

son convertidos a señales ópticas que quedan impresas en un registro, donde se observan eventos sísmicos de reflexión referidas a una escala de tiempo en milisegundos.

- Perfilador Profundo - Es un equipo que emplea una fuente de sonido de baja frecuencia y alta energía, logrando obtenerse registros hasta una profundidad de 1000 m bajo el fondo marino. La fuente genera una onda acústica de gran amplitud, mediante la descarga de energía almacenada en los condensadores a través de nueve electrodos submarinos, montados en una estructura triangular de acero. Al recibir los electrodos una descarga de energía eléctrica se forma una burbuja explosiva, debido al agua salada conductora y a la estructura en la que están montados. La aceleración del crecimiento de la burbuja genera un pulso acústico positivo de alta intensidad, luego, al efectuarse la desaceleración en el crecimiento, la presión se reduce y se presenta un pulso negativo conforme comienza a hundirse la burbuja. (Fig. 16)

El sistema perfilador profundo está compuesto por un conjunto de elementos interconectados, con la finalidad de obtener una gráfica del subsuelo marino a diferentes profundidades. Las partes de que consta son las siguientes: (Fig. 11 y 12)

- 2 Fuentes de poder
- 2 Bancos de capacitores suplementarios
- 1 Banco de capacitores disparador
- 1 Transductor emisor Spar Karray de 9 electrodos
- 1 Arreglo de hidrófonos
- 1 Filtro
- 1 Graficadora

- b) Interpretación y Aplicación Práctica.- La primera etapa en la interpretación de los datos obtenidos en el levantamiento, está representado por la obtención de las coordenadas reales de los puntos de tiro o posicionados, mediante el procesado digital de la información del posicionamiento. Ya que se ha obtenido un plano de los puntos levantados -- (Plano de Posicionamiento), se procede a efectuar la lectura de los registros analógicos del ecosonda para conocer las profundidades, efectuando correcciones por mareas y --

por sumergencia del sensor.

Posteriormente se analizan los registros de los perfiladores y del sonar de barrido lateral con objeto de marcar los -- eventos geológicos más significativos, plasmándolos en sus planos respectivos.

La aplicación práctica de los estudios geofísicos de alta resolución está encaminada generalmente al diseño y cons-- trucción de estructuras portuarias y fuera de costa.

De tal manera que para la cimentación de plataformas mari-- nas, resulta muy importante contar con el conocimiento de las características del subsuelo, a través de las técnicas exploratorias geofísicas. Ya que en ocasiones se detectan riesgos potenciales para la instalación de plataformas, co mo son: afloramientos de arrecifes coralinos, de rocas, -- presencia de gas somero en sedimentos y en la columna de - agua, espesores variables de sedimentos no consolidados, - paleocanales, fallas geológicas, etc.

Como se tienen resultados geofísicos del área donde se pre-- tende instalar una línea de conducción submarina, una pla--



taforma, o bién de una plataforma autoelevable para perforar, es en muchos casos determinante para el adecuado diseño de cimentación de estructuras, para definir aspectos -- fundamentales en el tendido de tubería o para relocalizar la ubicación propuesta de alguna plataforma.

La metodología que se emplea en la geofísica marina de alta resolución tiene un amplio campo de aplicaciones, al estar en capacidad de explorar el subsuelo marino permite -- conocer problemas de estructuras geológicas, obteniendo información del subsuelo en función de la relación de éste -- con un problema particular de construcción, siendo posible utilizar sus procedimientos con objeto de atender y resolver problemas que, en ingeniería civil, se presentan particularmente con gran frecuencia. En muchas ocasiones la exploración geofísica proporciona información sobre una zona en forma más efectiva y económica que un elevado número de perforaciones, las cuales, por su parte, son frecuentemente indispensables para tener la mayor certeza posible en la interpretación realizada de la prospección geofísica.

Algunas de las aplicaciones de mayor importancia en ingeniería civil son las siguientes:

- Conocimiento de la estratigrafía somera.
  - Dimensionamiento y clasificación de sedimentos.
  - Determinación de afloramientos o basamentos rocosos.
  - Localización de fallas y estructuras.
  - Selección de sitios para muestreo de materiales.
  - Evaluación de problemas de arrastre de materiales fluvio  
marítimos.
  - Detección de gas.
- c) Elaboración de Informes.- Mediante la conjugación del dibujo definitivo de planos, perfiles y de la elaboración -- del resumen, antecedentes, método de trabajo, equipo, resul  
tados y conclusiones y recomendaciones; se elabora un infor  
me técnico final, comprendiendo todos aspectos arriba men  
cionados.

La parte modular del informe técnico queda establecida con los resultados a obtener, siendo obtenidos de los registros de los diferentes sistemas empleados, como por ejemplo se enumeran algunos de estos resultados:

RESULTADOS OBTENIDOS

Distancias de Auto-Tape

Registros de Ecosonda.  
(Fig. 13)

Registro del Perfilador  
Somero.  
(Fig. 14)

RESULTADOS A ENTREGAR

PLANO DE POSICIONAMIENTO REAL. En donde se muestran los diferentes recorridos, y puntos de marca de evento, que se realizaron en la inspección geofísica.

PLANO BATIMETRICO. En este plano se vacían los datos del tirante de agua obtenidos, en cada punto de marca de evento; dibujandose, diferentes curvas batimétricas.

PLANO DE ISOPACAS DE SEDIMENTOS NO CONSOLIDADOS. El plano de isopacas representa los diferentes espesores de sedimentos, localizados entre el fondo del mar y la primera capa con solidada.

RESULTADOS OBTENIDOS

Registro Perfilador  
Profundo.  
(Fig. 15)

Registro del Sonar de  
Barrido Lateral.

RESULTADOS A ENTREGAR

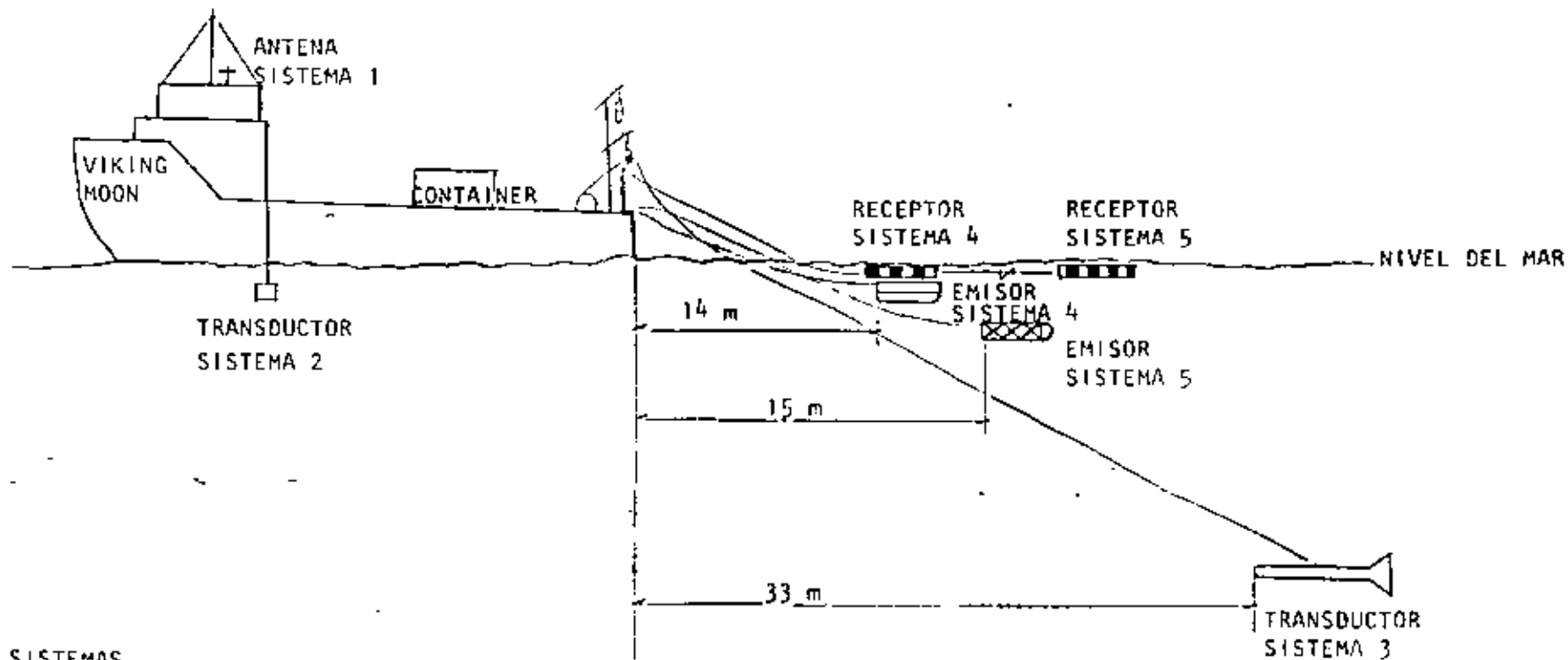
PLANO ESTRUCTURAL. Proporciona la información del mejor reflector -- contrastante en el subsuelo, y proporciona información sobre la geología estructural del lugar.

PLANO DE PELIGROS POTENCIALES. Proporciona información a cerca de las diferentes anomalías que existan - en el subsuelo. como, afloramien-  
tos coralinos, flujos de lodo, tube-  
rías, rocas voluminosas, etc.

Con la integración de todos estos planos y el escrito se completa el informe técnico final.

	SONAR DE BARRIDO LATERAL	SISTEMA PERIFILADOR SONORO	SISTEMA PERIFILADOR PROFUNDO
EMPLEO	<p>1. PROVEE INFORMACION PARA DETERMINAR LA POSICION DE TUBERIA Y OBJETOS SOBRE EL FONDO DEL MAR.</p> <p>2. DETECCION DE BURBUJAS DE GAS EN EL TIRANTE DE AGUA.</p> <p>3. MAPEO DE LA TOPOGRAFIA DEL FONDO DEL MAR.</p>	<p>1. PROVEE PERFILES DE LAS CAPAS SONORAS DEL SUBSUELO MARINO. (HASTA 100 m)</p> <p>2. AUXILIAR EN LA DETERMINACION DE LA PROFUNDIDAD DE AGUA.</p> <p>3. DETECCION DE BURBUJAS DE GAS EN EL TIRANTE DE AGUA.</p>	<p>PROVEE PERFILES DE CAPAS MAS PROFUNDAS DEL SUBSUELO MARINO (HASTA 1 200 m)</p>
DISTANCIA HORIZONTAL DE ANTENA A TRANSDUCTOR	70.75 METROS	51.75 METROS	52.75 METROS
DISTANCIA HORIZONTAL ENTRE TRANSDUCTORES		13.90 METROS	19.40 METROS
COTA DEL DISPOSITIVO EMISOR (A PARTIR DEL NIVEL DEL MAR)	13.0 METROS	APROXIMADAMENTE -0.3 METROS	APROXIMADAMENTE -1.8 METROS.
ALIMENTACION DE ENERGIA	24 VDC	117 VAC 60 Hz	117 VAC 60 Hz 220 VAC 60 Hz
TIPO DE FUENTE EMISORA	TRANSDUCTOR PIEZOELECTRICO	TRANSDUCTOR ELECTROMECANICO.	TRANSDUCTOR DE DESCARGA ELECTRICA.
CARACTERISTICAS DE LOS SISTEMAS ELECTRONICOS.			

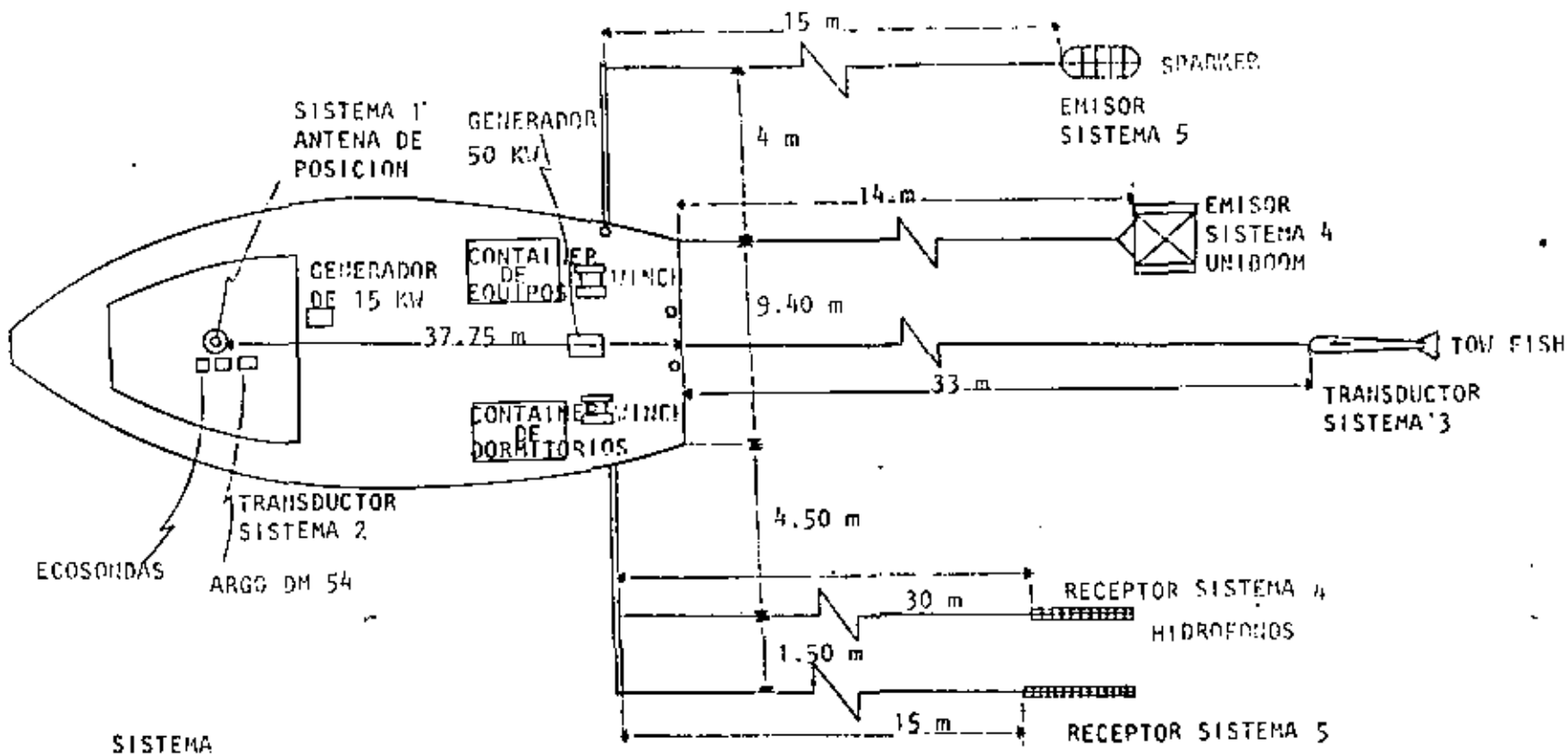
	SONAR DE BARRIDO LATERAL	SISTEMA PERFILADOR SOMERO	SISTEMA PERFILADOR PROFUNDO
ENERGIA O POTENCIA EMITIDA	128 DB (PICO) REFERIDA A 1 MICROBAR A 1 METRO.	300 JOULES	8 KILOJULES.
FORMA DE EMISION DE SEÑAL	3.75 PULSOS POR SEGUNDO.	4 PULSOS CADA 2 SEGUNDOS	1 PULSO CADA 2 SEGUNDOS.
DURACION DE SEÑAL EMITIDA	0.1 MILLISEGUNDOS.	0.6 MILLISEGUNDOS.	10 MILLISEGUNDOS.
FRECUENCIA DE OPERACION	105.450 KHz	400 Hz a 4000 Hz	100 A 200 Hz
RESOLUCION	TRANSVERSAL. - 1 METRO LONGITUDINAL -- HASTA 5 METROS	0.3 METROS	5 METROS
ESCALA GRAFICADA	125 METROS A CADA LADO DE LA EMBARCACION.	250 MILLISEGUNDOS	1 SEGUNDO.
CARACTERISTICAS DE LOS SISTEMAS ELECTRONICOS.			



SISTEMAS

- 1.- POSICIONAMIENTO
- 2.- MEDIDOR DE PROFUNDIDAD
- 3.- SONAR DE BARRIDO LATERAL
- 4.- PERFILADOR SOMERO
- 5.- PERFILADOR PROFUNDO

FIGURA No.1 DISPOSICION ESQUEMATICA EN PERFIL DE LOS EQUIPOS EN EL AGUA.



SISTEMA

- 1.- POSICIONAMIENTO
- 2.- MEDIDOR DE PROFUNDIDAD
- 3.- SONAR DE BARRIDO LATERAL
- 4.- PERFILADOR SOMERO
- 5.- PERFILADOR PROFUNDO

FIGURA No. 2 DISPOSICION ESQUEMATICA EN PLANTA DE LOS EQUIPOS A BORDO Y EN EL AGUA.



SISTEMA ELECTRONICO DE POSICIONAMIENTO

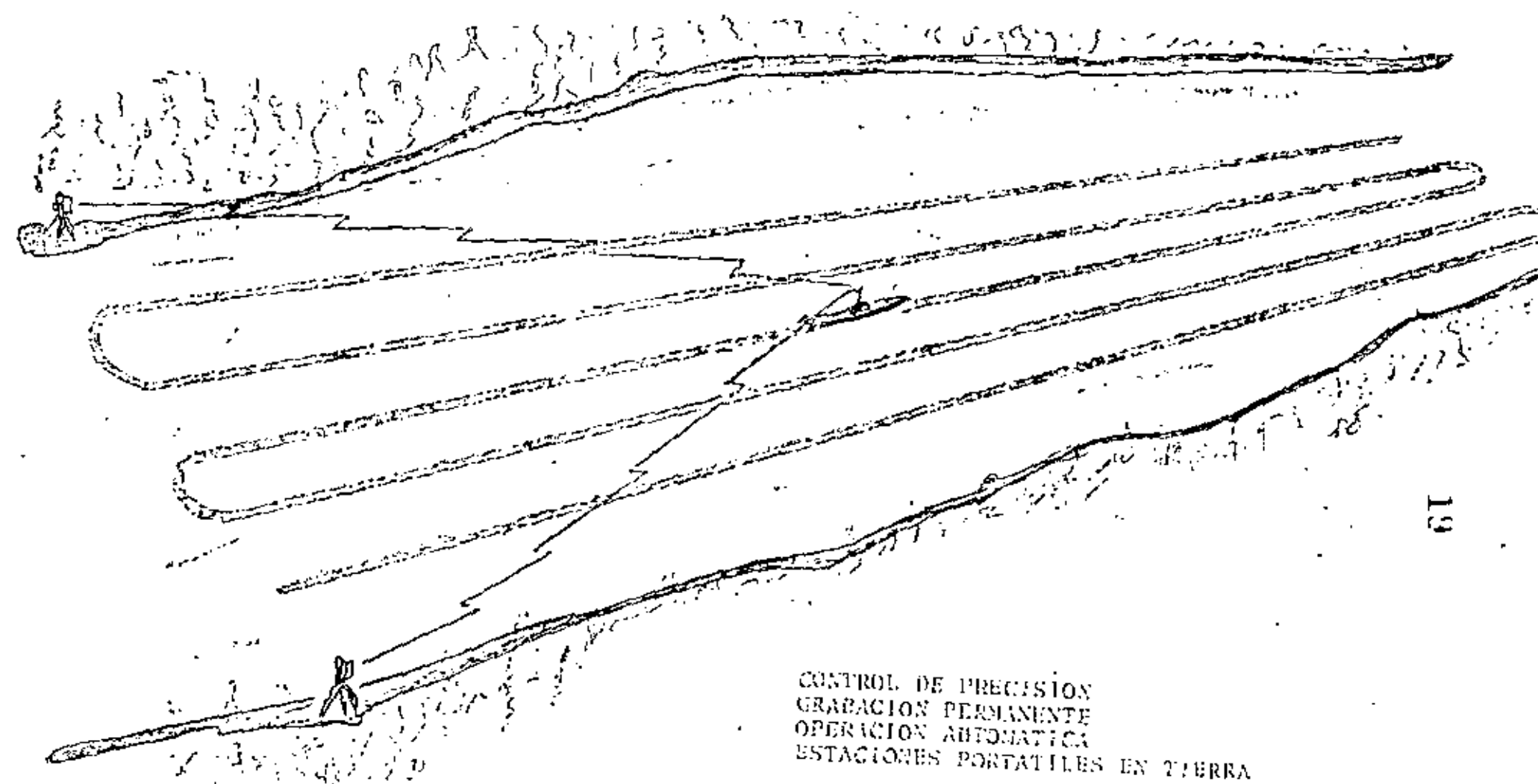


Fig. (3) Principio de Triangulación del Posicionamiento AUTO TAPE con dos Estaciones Fijas.

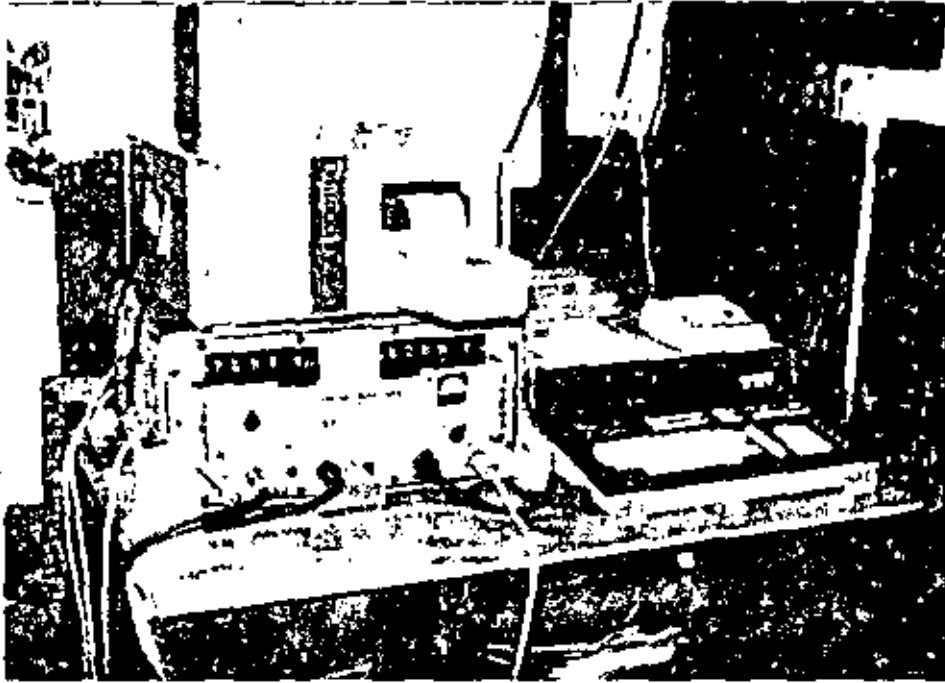


Fig. 4 Sistema de Posicionamiento Auto Tape DM-40  
y Equipos Periféricos.

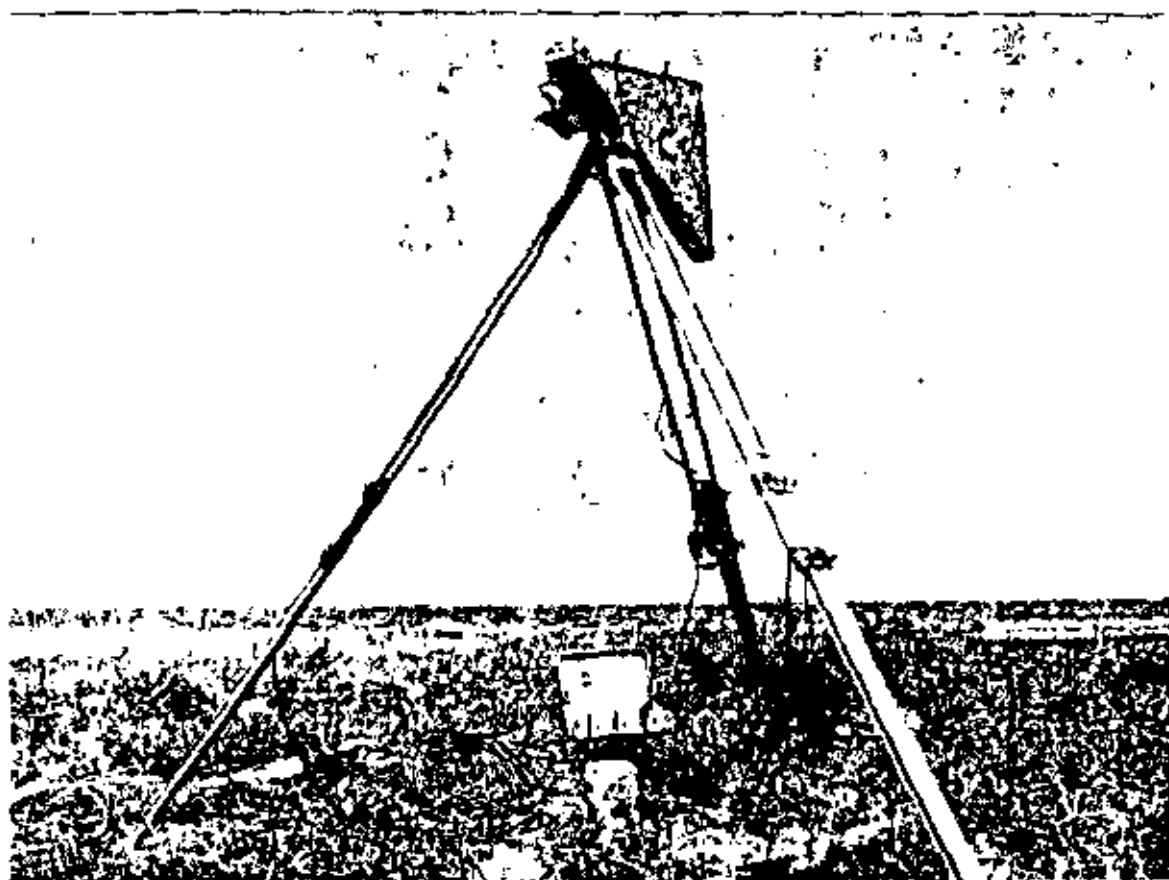


Fig. 5 Estación Respondedora  $R_2$  del Sistema de Posicionamiento Auto Tape DM-40.

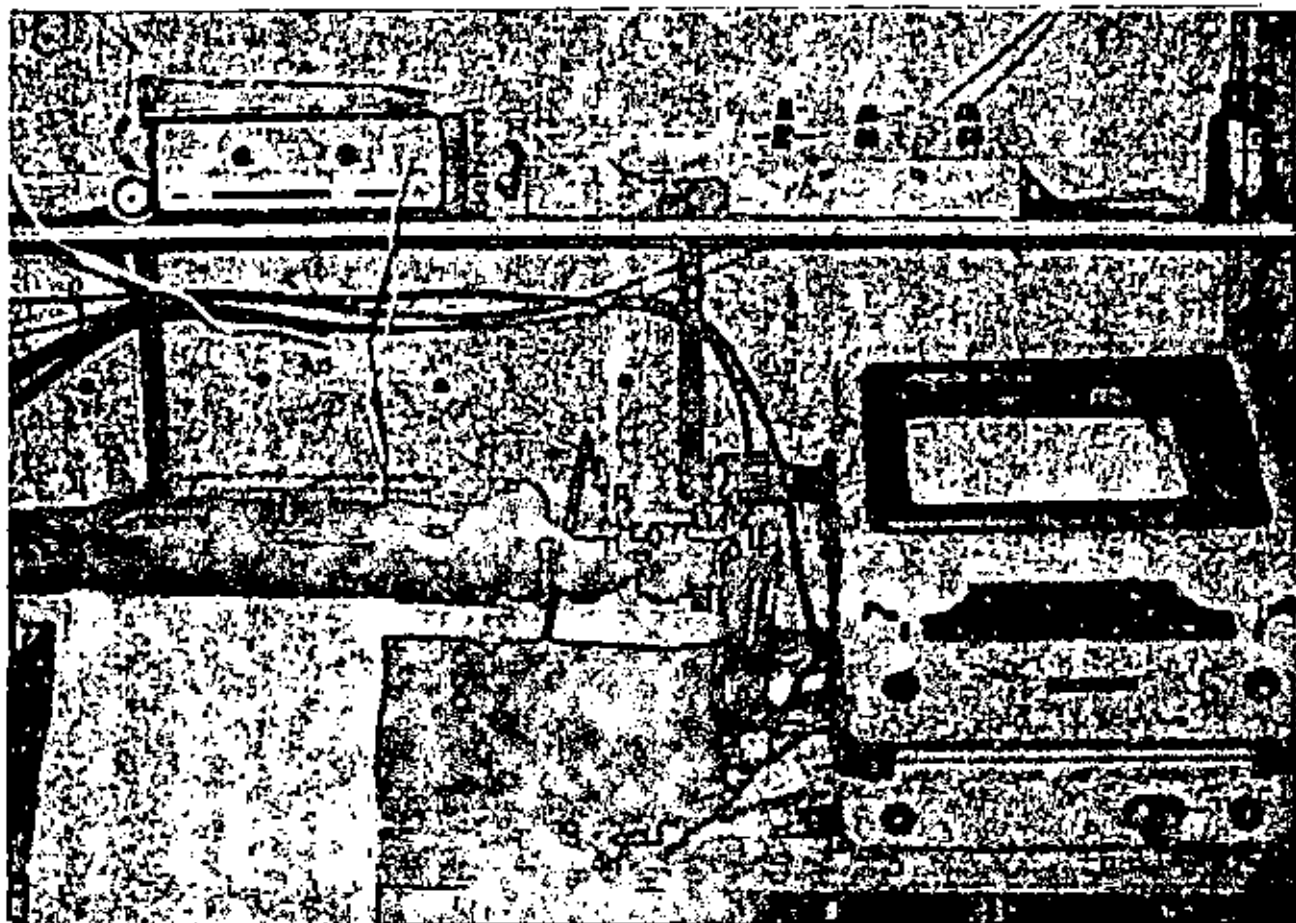


FIG.6.Sistema Medidor de Profundidad (ECOSONDA),y  
Sonar de Barrido Lateral.

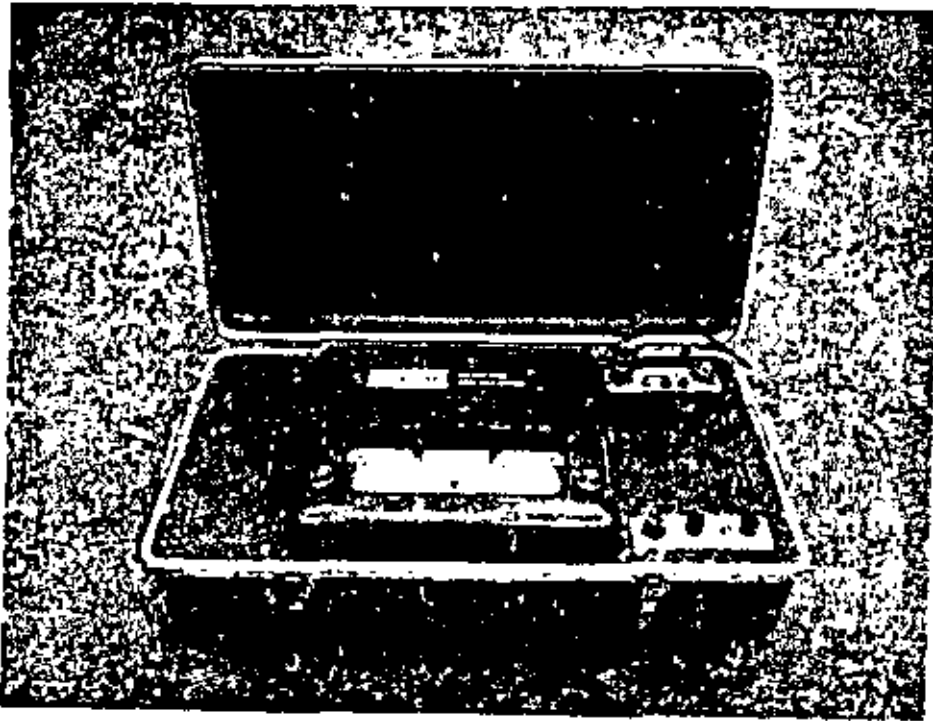


Fig. 7 Graficadora del Sonar de Barrido Lateral.

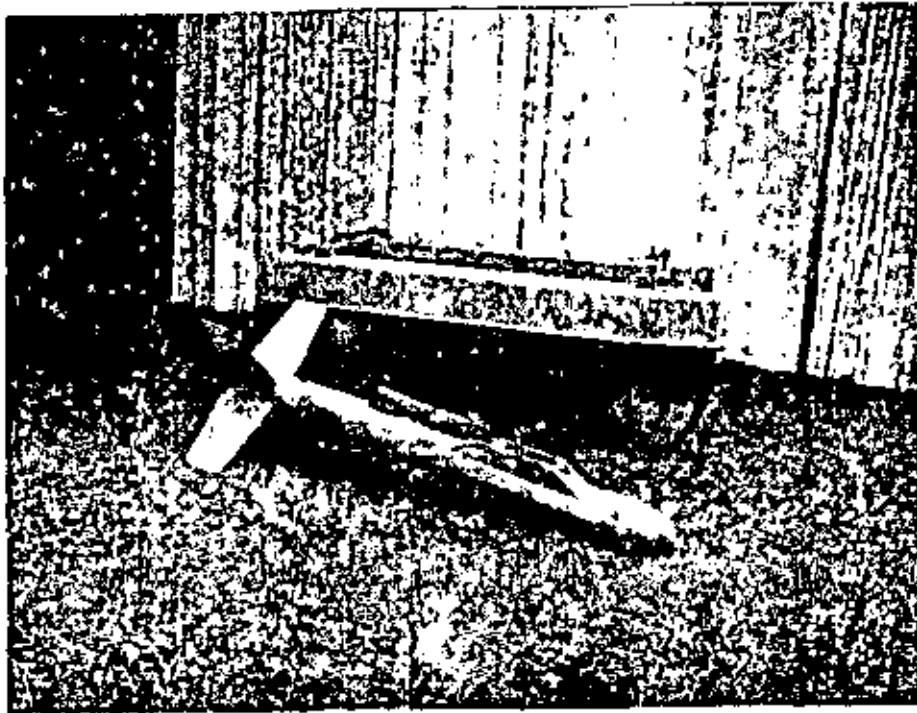


Fig. 8 Transductor del Sonar de Barrido Lateral y Perfilador Somero (UNIBOON)

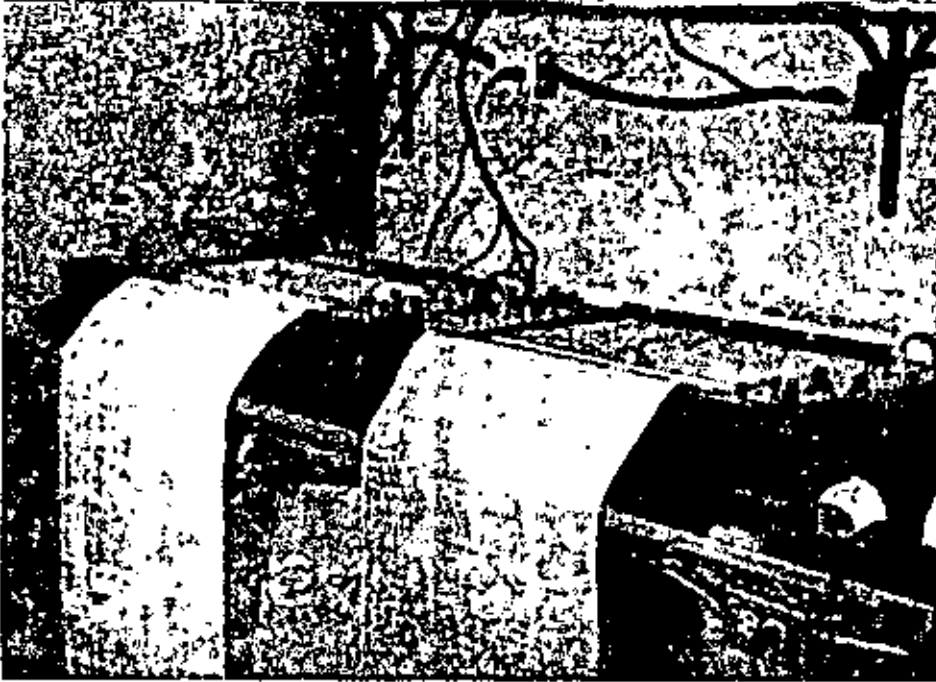


Fig. 9 Gráficas para los Sistemas Perfilador Somero y Perfilador Profundo.



Fig. 10 Transductor del Perfilador Profundo (SPARKAFFAY)

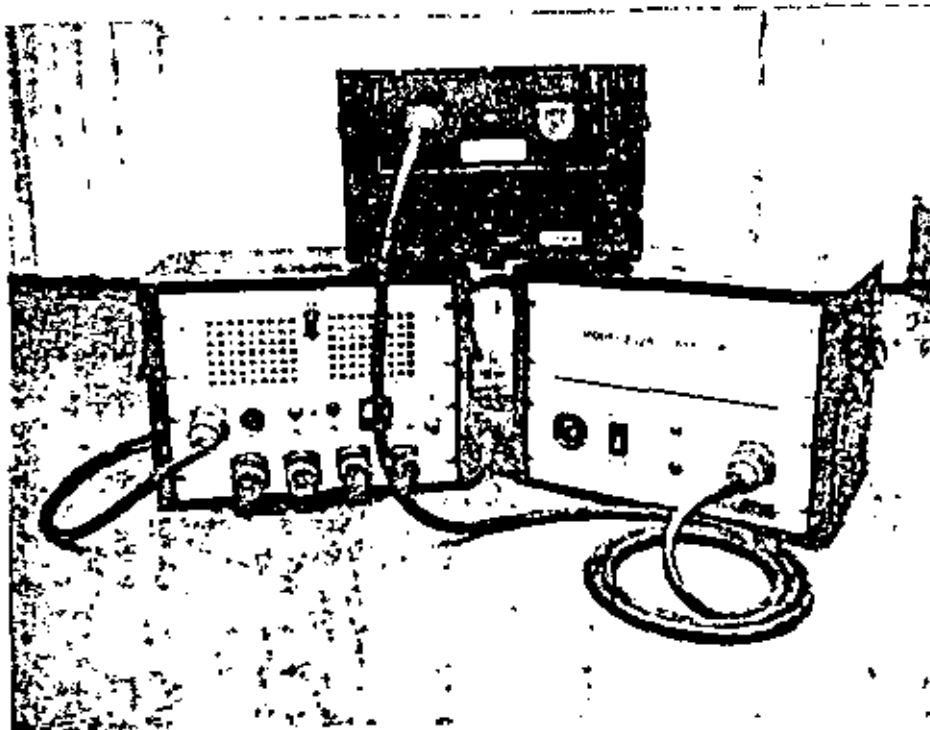


Fig. 11 Fuentes de Poder, Banco de Capacitores para los Sistemas Perfilador Somero y Profundo.

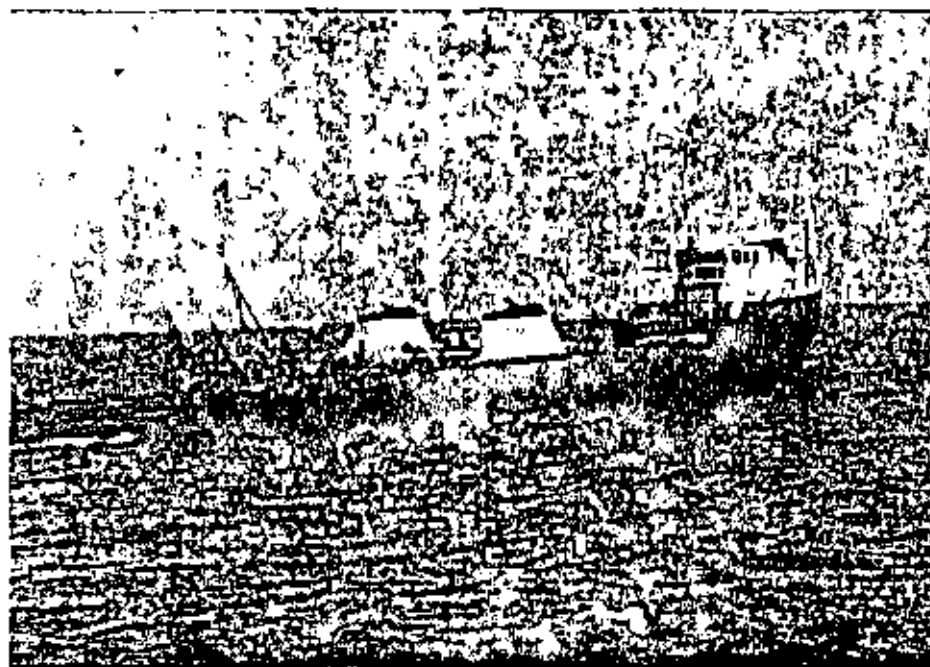


Fig. 12 Barco de Exploración Geofísica.

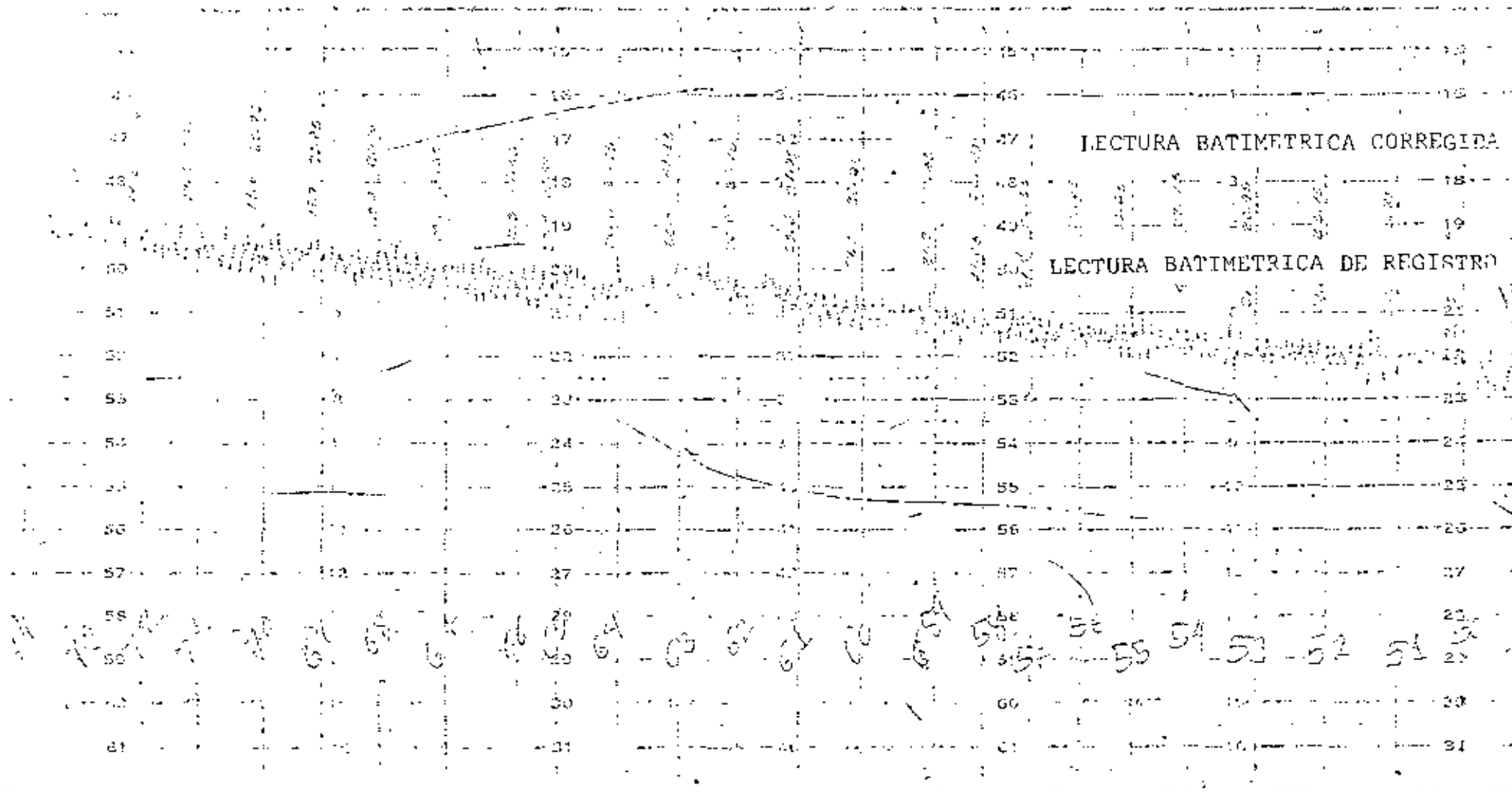


Fig. 13 Registro de Campo de la Ecosonda.



ARRIBO DIRECTO

TIRANTE DE AGUA

FONDO DEL MAR

UNIDAD DE SEDIMENTOS NO CONSOLIDADOS

UNIDAD DE SEDIMENTOS CONSOLIDADOS

ANOMALIA DETECTADA (PALEOCANAL)

FIG. No. 14 REGISTRO DEL PERFILADOR SOMERO.

UNION DE LOS SEDIMENTOS CONSOLIDADOS Y NO CONSOLIDADOS

PRIMER REFLECTOR MAPEADO

FIG. No. 15. REGISTRO DEL PERFILADOR PROFUNDO.



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

**GEOTECNIA MARINA**

**ESTUDIOS EXPLORATORIOS PARA TUBERIAS**

**PROF. J. RAUL FLORES BERRONES  
PROFESOR DE LA DIV. DE ESTUDIOS SUPERIORES  
DE LA FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM  
NOVIEMBRE, 1982**

**JULIO, 1983**

*ESTUDIOS EXPLORATORIOS PARA  
TUBERIAS*  
TEMARIO

- I. INTRODUCCION
  
- II. RECONOCIMIENTO VISUAL Y GEOFISICO
  - II.1. Batimetría
  - II.2. Morfología
  - II.3. Pruebas sísmicas de alta resolución.
  
- III. RECONOCIMIENTO GEOTECNICO
  - III.1 Muestreo del suelo superficial y extracción de corazones.
  - III.2. Mediciones In-Situ
  
- IV. PRUEBAS DE LABORATORIO
  
- V. DESCRIPCION DEL EQUIPO USADO EN LA EXTRACCION DE CORAZONES.
  - V.1. Tipo gravedad y de pistón fijo.
  - V.2. Vibro extractores
  
- VI. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUELO MARINO EN LA BAHIA DE CAMPECHE QUE INFLUYEN EN EL DISEÑO DE TUBERIAS.

## I. INTRODUCCION

### Usos de las Tuberías Submarinas:

- Transporte de petróleo crudo
- Transporte de hidrocarburos refinados
- Transporte de agua de enfriamiento para plantas nucleares.
- Transporte de desperdicios municipales e industriales hacia aguas profundas.
- Transporte de mercancías en masa (ferrocarriles, carreteras) (Uso a futuro).

### Restricciones en la Selección Preliminar de Ruta y Configuración de la Tubería:

- Operacionales: Ubicación geográfica, puntos obligados de la línea (inicial, final, intermedios), requerimientos de flujo (gasto, densidad, etc.), ubicación de válvulas, tees y estaciones de bombeo.
- Del Medio Ambiente: Conocimiento preliminar de la profundidad del mar, acción de las olas y las corrientes, sismicidad del área, condiciones del suelo marino.
- De construcción: Patios de fabricación, capacidad y disponibilidad de lanchones, calidad y capacidad de soldado, ventana de tiempo (por clima).

- De Diseño: Tiempo de terminación, fuerza de trabajo, normas, permisos y tiempo disponibles.

#### Reconocimiento del área:

Dada la selección preliminar de rutas principales y alternativas, el paso siguiente consiste en un reconocimiento geológico, geofísico, geotécnico y oceanográfico del área general a ser cruzada por la línea, y particularmente de los corredores seleccionados. Esto le proporciona al diseñador un conocimiento real de los peligros potenciales a lo largo de la (s) ruta (s) de la tubería, por ejemplo:

- De olas y corrientes: Suspensión, arrastre, inercia, licuación, vórtices.
- Del suelo marino: Deslaves, burbujas de lodo, fallas, licuación, fuertes movimientos de la tierra, ríos de arenas.
- De fuentes humanas: Cruzado de otras tuberías, dragado, anclajes, redes barredoras.

La mejor estrategia de diseño es aquella que trata de evitar los peligros, rodeándolos, en lugar de diseñar la línea para resistirlos; es con esta base que el diseñador escoge la mejor ruta.

Dentro del reconocimiento geotécnico se llevan a cabo pruebas de coring (corazón) e in-situ.

Entre otros factores la estabilidad de una tubería depende

de las propiedades del suelo, como por ejemplo:

Capacidad de soporte (bearing capacity), posibilidades de socavación y de sedimentación. Así el reconocimiento del suelo determinará en parte características de la tubería como el hecho de que ésta sea enterrada o no.

El tendido y estabilidad de tuberías en el fondo marino requiere del mejor conocimiento posible de la morfología, naturaleza y comportamiento de los suelos.

Es necesario hacer un reconocimiento detallado en toda la ruta de la tubería, cubriendo un corredor de entre unos 500-600 metros de ancho, con mayor precisión al centro.

## 11.- RECONOCIMIENTO VISUAL Y GEOFISICO

### 11.1. Batimetría

El primer trazado a grosso modo de la tubería se decide en base a mapas batimétricos y de un conocimiento general de la morfología del fondo.

Las posibles rutas deben ser verificadas por un levantamiento batimétrico de precisión, que arrojen mapas detallados de curvas a cada metro.

El reconocimiento debe cubrir una faja de unos 600 metros de ancho con centro en el eje de la posible ruta de la tubería.

Generalmente, lo siguiente también debe llevarse a cabo:

- Un perfil batimétrico central a lo largo de la posible ruta.
- Dos perfiles batimétricos laterales a 100-150 metros del perfil central.
- Dos perfiles batimétricos laterales a 300 metros del perfil central.
- Algunos perfiles transversales para situar mediciones y checar la exactitud obtenida.

Para alcanzar la exactitud deseada de un metro en las curvas batimétricas en aguas con profundidades de 100 a 150 metros, es necesario.

- Uso de ecosondas de precisión.
- Frecuente calibración In-situ (determinación de la influencia de las corrientes, temperatura y salinidad).
- Registro de movimientos del barco (cabeceo, ascenso-descenso, balanceo).
- Registro de las mareas.

## 11.2. Morfología

La batimetría se debe complementar con un levantamiento morfológico detallado, particularmente en zonas de rugosidad (irregularidades) considerables. Además se tratará de determinar la naturaleza de los resaltes y obstáculos observados.



Generalmente se deben registrar dos perfiles, colocados a 120 metros de la posible ruta, por medio de un sonar de barrido lateral, con un alcance efectivo de 150 metros, para cubrir la totalidad de la faja levantada por la ecosonda.

Las observaciones deberán hacer posible:

- Identificar irregularidades del terreno del orden de 0.5 a 1 metro.
- Distinguir cambios en la naturaleza litológica del suelo en la superficie (back-scattered energy).

La observación directa se hace por medio de una cámara de televisión que es movida a lo largo del fondo marino y cerca de él o también montada en un submarino, con el propósito de identificar la naturaleza de ciertas anomalías registradas.

Este tipo de observación directa se lleva a cabo sólo en zonas de rugosidad considerable, detectadas por los métodos indirectos previamente mencionados (ecosonda y sonar de barrido lateral).

La búsqueda de obstáculos ferromagnéticos (restos de naufragios, anclas, cables, etc.) enterrados superficialmente ( $< 3$  metros), se lleva a cabo con un magnetómetro con alta resolución (una gamma) que se usa al mismo tiempo que el sonar de barrido lateral.

### 11.3. Pruebas sísmicas de alta resolución

Los problemas de estabilidad de la tubería involucran

únicamente las capas superficiales del fondo marino (pocos metros). Por eso se busca obtener buena definición en detrimento de la profundidad alcanzada en la prueba.

De cualquier forma, no se debe olvidar que el conocimiento de las estructuras geológicas profundas mejora el entendimiento de los fenómenos superficiales del que se deriva una mejor interpretación.

Generalmente se busca obtener:

- Una penetración de 30 metros o más.
- Una definición de 1 metro ó 2.

Estos requerimientos se pueden satisfacer con varios instrumentos de uso común:

- Un sparker de relativamente baja energía con resolución de aproximadamente 2 metros y una penetración de pocas decenas de metros.
- Un boomer (uniboom) con una resolución de aproximadamente 1.5 a 2 metros y una penetración capaz de alcanzar varias decenas de metros.
- Un sondeador de sedimentos con una resolución extremadamente buena (aproximadamente 1 metro), pero con penetraciones desde pocos metros (en arenas) hasta 20-30 metros (en suelos blandos).

Por ejemplo, 3 perfiles sísmicos deben de realizarse:

- Un perfil central
- Dos perfiles laterales a 300 metros del perfil central.

La tabla siguiente resume los requerimientos visual y geofísico del fondo marino requeridos antes de tender la tubería.

Debe hacerse notar que los registros aquí propuestos deben hacerse simultáneamente y sin interferencia.

- En una parte, la ecosonda y el instrumento para el estudio sísmico (perfil central y perfiles laterales a más - menos 300 metros del central).
- En la otra, la ecosonda, el sonar de barrido lateral y el magnetómetro (perfiles laterales a más - menos 120 metros del central).

RECONOCIMIENTOS GEOLÓGICO Y VISUAL DEL SUELO Y SUPERFICIE DEL FONDO MARINO

RECONOCIMIENTO REQUERIDO.	TECNICAS APLICABLES	AREA DE ESTUDIO	ESPACIAMIENTO Y NUMERO DE PERFILES.	CARACTERISTICAS DEL CAMPO APLICADO.	PRECISION O DEFINICION.
Batimetría	Ecosonda (1 regis- tros de ma- rea, calen- coo, ascen- so, descen- so; cali- bración).		1 perfil cen- tral. 2 perfiles - lat. a $\pm 120$ m 2 perfiles - lat. a $\pm 300$ m	frecuencia: De 30 a 50 kHz	Precisión $\approx 1$ m
Morfología (rugosidad)	Sonar de barrido lateral.	Faja de 600 m. de ancho cen- trada en el eje de la prime- ra aproxi- mación de la ruta - de la tur- bería.	2 perfiles a $\pm 120$ m.  En zonas que requieran ma- yor detalle.	frec. $\approx 100$ kHz alcance 150 m.	Identifi- cación de protuber- ancias de aprox. 1 m. y de cambios en facies
	Televisión mari- na.				
	Magnetó- metro		1 perfil cen- tral & 2 perfiles laterales a $\pm 120$ m	Instrumento con buena po- tencia de re- solución ( $\approx 1\%$ )	Identifi- cación de protuber- ancias de aprox. 10 cm.
Sondeo Sísmico  (alta de- finición)	Sparker o Roamer (Iniboom) o  Sondeador de Sedi- mentos.		1 perfil cen- tral 2 perfiles la- terales a $\pm 300$ m.	frec. de 100 a 1000 Hz  frec. de 500 a 4000 Hz  frec. de 3 a 9 kHz.	Identifi- cación de cualquier obstáculo de metal (naufrá- gios, an- clas, car- blos, etc.)  Resolución 2 m.  Resolución de 1.5 a 2 m.  Resolución 1 m.

### III.- RECONOCIMIENTO GEOTECNICO

El propósito esencial del reconocimiento de los suelos superficiales antes del tendido de una tubería es:

- Identificar la naturaleza, granulometría, etc. de los suelos.
- Determinar su licuación y propiedades de socavación que resultan en una pérdida de estabilidad.

El tamaño de la zona a ser reconocida es idéntico al definido para el reconocimiento geofísico.

La profundidad requerida es de pocos metros (de 3 a 5 m.) y puede depender de la profundidad de zanjado, que generalmente es mayor cerca de la línea de playa.

#### III.1. Muestreo del suelo superficial y extracción de corazones.

La frecuencia del muestreo de corazones a lo largo de la ruta de la tubería dependerá del criterio geológico basado en los resultados de las pruebas sísmicas. En general los valores siguientes son aceptados:

- 1 extracción de corazón por cada kilómetro en la ruta.
- ó 1 extracción de corazón cada 2 ó 3 km. en zonas donde los perfiles obtenidos con las pruebas sísmicas no revelen irregularidades.

Las técnicas aplicables varían con la naturaleza del terreno superficial.

- Extractores de corazones del tipo gravedad o pistón fijo (kullenberg), son los más ampliamente usados; permiten penetraciones de 2 a 5 m o más en sedimentos sueltos (arena suelta o arcilla suaves), aunque alterados, los corazones son todavía suficientemente representativos para hacer las medidas comunes (identificación y estimación, de la resistencia al cortante del suelo).
- Vibroextractores de corazones (eléctricos o electrohidráulicos) se usan en sedimentos compactos (arenas densas o arcillas consolidadas).
- Extractores de corazones rotatorios sumergidos, son necesarios para el reconocimiento de fondos marinos rocosos, donde se hace indispensable conocer la resistencia al cortante y determinar las posibilidades de despejar la roca y después enterrar la tubería.

Las pruebas en el laboratorio de identificación del suelo y determinación de la fricción de la tubería contra el fondo marino (fricción suelo-concreto), etc., requiere del muestreo de considerables cantidades de sedimentos alterados, por ejemplo, por medio de dragado (muestreador de almeja, etc).

### III.2. Mediciones In-Situ

Las características geotécnicas necesarias para el cálculo de la estabilidad de tuberías son generalmente determinadas en el laboratorio, en muestras con diferentes grados de alteración.

Sin embargo, especialmente en arenas, el cálculo de la capacidad de soporte depende esencialmente de la densidad en el lugar, que es imposible de determinar en muestras alteradas.

Por eso, en el caso de arenas, las mediciones In-Situ siempre serán necesarias, y siempre serán deseables cualquiera que sea la naturaleza de los sedimentos.

Dentro de las técnicas simples y rápidas, las siguientes pueden ser implementadas:

- El presurímetro soltado con un artefacto del tipo kullenberg. No obstante, se debe observar que la correlación entre la presión límite  $P_L$  y la densidad In-Situ no es siempre evidente, lo que conduce a una estimación no satisfactoria del ángulo de fricción interna.
- El penetrómetro dinámico, que también puede ser soltado por un artefacto similar, aunque todavía no se consiguen modelos de operación real.
- El penetrómetro estático (instrumento ligero).

La siguiente tabla resume los reconocimientos geotécnicos que pueden posiblemente hacerse antes del tendido de la tubería, dependiendo de la naturaleza y consolidación de las formaciones superficiales.

## RECONOCIMIENTO GEOTECNICO DE SUELOS DE TIENDAS DEL TIENDIDO DE LUBRIAS MARINAS

OPERACION REQUERIDA CARACTERISTICAS DEL SUELO.	AREA DE ESTUDIO	NUMERO DE SONDEOS.	PENETRACION NECESARIA.	TECNICAS APPLICABLES	COMPORTAMIENTO.	OBJETIVOS
Muestreo de Corazonnes.	Arenas o suelos de baja consolidación.  Faja de 600 m de ancho centrada en el eje de la primera aproximación de la ruta de la tubería. (el muestreo de corazonnes y las mediciones In-Situ deben de ser situados	1 extracción de corazón cada 1 ó 2 km. (dependiendo del criterio geológico).	De 2 a 3 m	Extractores de corazonnes del tipo kullenberg.  Vibroextractores de corazonnes.	No se puede usar en suelos altamente consolidados.  Aplicable en suelos consolidados.	Identificación de suelos.
Fondos rocosos		1 extracción de corazón por km (dependiendo del criterio geológico).	De 5 a 6 m	Extractores de corazonnes rotatorios sumergidos.	Usado en suelos muy duros y en rocas.	Determinación de las características mecánicas.
Mediciones In-Situ en arenas u ocasionalmente en suelos de baja consolidación.	en base a los resultados de las pruebas sísmicas).	1 prueba cada 2 ó 3 km (dependiendo del criterio geológico).	De 2 a 3 m	Presurfómetro posiblemente soportado por un artefacto tipo kullenberg o penetrómetro.		Cálculo de la densidad, de la que depende la capacidad de soporte. Especialmente útil en arenas).

13



#### IV.- PRUEBAS DE LABORATORIO

Mediciones usuales en el laboratorio:

- Identificación del suelo
    - + naturaleza (origen)
    - + granulometría
    - + límites de Atterberg (límite líquido, límite plástico) (en suelos arcillosos)
    - + Contenido de agua " $\omega$ " (en el barco)
    - + Densidad " $\rho$ " (en el barco)
  - Determinación de la resistencia al cortante
  - posibilidades de licuación del suelo
- + En el caso de arcillas y limos, el contenido de agua de licuación, para la condición de resistencia al cortante nula, se puede obtener extrapolando la curva que se obtiene con la copa de Casagrande (para el límite líquido).
- En algunas ocasiones se supone que este contenido de agua es el correspondiente a 0.01 golpes de la copa de Casagrande.
- La densidad del suelo licuado es entonces determinada y el riesgo de que la tubería quede suspendida es verificado.

+ en arenas, el incremento de la presión intersticial en la ausencia de drenado ocasiona una reducción gradual del esfuerzo efectivo o intergranular. En el límite, la arena se comporta como un líquido y pierde toda su resistencia al cortante. Este fenómeno puede suceder bajo el efecto de vibraciones de la tubería o de cargas cíclicas (acción de las olas). Se puede asumir que el riesgo existe únicamente en arenas muy sueltas con granulometría menor de 0.3-0.4 mm y de relativamente baja permeabilidad.

- Coeficientes de fricción entre el suelo y la tubería:

La determinación del coeficiente de fricción ya sea lateral o longitudinal y dinámico o máximo estático, se lleva a cabo en modelos en el laboratorio, ya que éste depende de un gran número de factores como son: material de la tubería, naturaleza de los sedimentos, densidad de los sedimentos, diámetro de la tubería, granulometría, etc.

#### V.- DESCRIPCION DEL EQUIPO USADO EN LA EXTRACCION DE CORAZONES.

V.1. Extractores de corazones del tipo gravedad y de pistón fijo.

El extractor de corazones del tipo gravedad, que desciende en caída libre desde una cierta altura, penetra en el suelo únicamente por gravedad. El extractor de

corazones del tipo pistón fijo (o extractor de corazones Kullenberg) es un mejoramiento del tipo gravedad. Al igual que éste, desciende en caída libre desde una cierta altura, pero tiene la boca del tubo cerrada por un pistón hasta que empieza la penetración en el suelo.

El pistón está conectado al cable de soporte por un alambre que se tensa cuando el tubo muestreador hace contacto con el suelo y permanece fijo mientras el tubo penetra en el terreno. La presencia del pistón en estas circunstancias, genera una presión negativa que se transforma en succión cuando el tubo muestreador penetra en el suelo. De esta forma las fuerzas de fricción entre el tubo y la muestra se ven contrarrestadas ocasionando una mejor y más rápida restitución del terreno a comparación de la lograda con los extractores de gravedad.

El extractor de corazones es bajado con una velocidad aproximada de  $1^m/s$ , con un contrapeso más abajo. Cuando éste último toca el suelo, suelta la trampa que sostiene al extractor, desprendiéndose y bajando en caída libre.

La longitud del tubo muestreador varía desde pocos metros hasta 20 m, y ésta se escoge en base a la suposición del tipo de suelo que se va a encontrar. Así, las penetraciones alcanzadas son del orden de:

- + 1 - 3 m en arenas relativamente densas.
- + 10 m en sedimentos suaves.

+ como casos extremos

- Prácticamente cero en suelos altamente consolidados (arenas densas o arcillas).
- 20 m en lodos muy blandos.

El diámetro del tubo muestreador depende del modelo y varía de 4 a 12 cm.

El peso del extractor puede variar de 300 - 1500 kg., dependiendo de la cantidad de energía de impacto que se pretenda lograr.

El tubo muestreador lleva un tubo interno de PVC para permitir que la muestra sea sacada sin mayor alteración.

La profundidad a la que puede extraer muestras es ilimitada.

## V.2. Vibro extractores de corazones

Existe un número considerable de vibro extractores hidráulicos, neumáticos o eléctricos. Las potencias desarrolladas, las dimensiones del tubo muestreador, las profundidades de penetración alcanzadas, etc. varían considerablemente de un modelo a otro.

Vibro extractores de corazones hidráulicos:

Son aparatos sumergibles que tienen un motor eléctrico y que operan por vibración o por vibropercusión (generalmente ambos efectos). Tienen 3 partes principales, a saber:

- Un generador de vibración que consiste en 2 (ó 4) pesas desbalanceadas que giran en dirección opuesta y están manejadas por un motor hidráulico.
- Un convertidor de vibraciones a percusiones (sistema de martillo-yunque) por medio de resortes y cilindros.
- Un sistema de sujeción a la línea de perforación por medio de gatos hidráulicos.

El cambio del modo de operación de vibración a percusión y viceversa es operado hidráulicamente desde el barco:

- Aplicando presión a los gatos hidráulicos, el sistema de sujeción del generador de vibraciones se fija a la línea de perforación y entonces el tubo muestreador penetra por vibración.
- Aliviando la presión de los gatos, el sistema de sujeción del generador de vibraciones queda suelto y en cada ciclo la sección móvil de la máquina golpea <sup>a</sup> el yunque y así el tubo muestreador penetra por percusión.

El tubo muestreador se saca de la tierra, ya sea:

- Jalando el cable de operación para no alterar más la muestra.
- Si es necesario con percusión, aunque de esta forma se incrementa el grado de alteración y se puede reducir la restitución de la muestra.

Penetración: Hasta 20-30 m \*

Diámetros: 11.4 - 34 cm (4½" - 13 3/8")

Profundidad máxima: 200 m

\* Depende del modelo, del método de implementación y de la naturaleza del suelo.

## VI.- ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUELO MARINO EN LA BAHIA DE CAMPECHE QUE INFLUYEN EN EL DISEÑO DE TUBERIAS.

### Estratigrafía

Superficialmente se tiene por lo general un estrato de arcilla blanda y muy blanda de color gris y con fragmentos de concha, hasta profundidades que van de los 5 hasta los 20 metros; es precisamente sobre este estrato donde comunmente quedan instaladas las tuberías hasta ahora analizadas. Sin embargo, debe señalarse que existen algunas áreas donde localmente se observó la presencia de suelos granulares; dichas áreas corresponden casi siempre a zonas cercanas a las desembocaduras de ríos importantes y a superficies donde afloran arrecifes de coral o zonas muy cercanas a la costa donde los tirantes de agua son relativamente bajos.

Subyaciendo al estrato superior se encuentra generalmente un depósito de arena fina carbonatada de compacidad media o un estrato de arcilla calcárea firme.

Subyaciendo a los depósitos superficiales se encuentran alternadamente estratos de arenas medio densas con arcillas que varían de muy firmes a duras.

Los tirantes de agua en las áreas de tuberías varían de 0.0 m en la costa hasta 83 metros en el área de plataforma "KU", correspondiente a la zona más alejada.

### Propiedades de los Suelos Superficiales

La resistencia al corte de las arcillas varía generalmente entre 0.03 y 0.2 Kg/cm<sup>2</sup>, aunque excepcionalmente llega a 0.3 Kg/cm<sup>2</sup>; para fines prácticos se puede considerar como valor medio el de 0.1 kg/cm<sup>2</sup>. Estos valores de la resistencia deben ser tomados en cuenta tanto en el análisis de las fuerzas de interacción suelo-tubería como en los problemas de excavación.

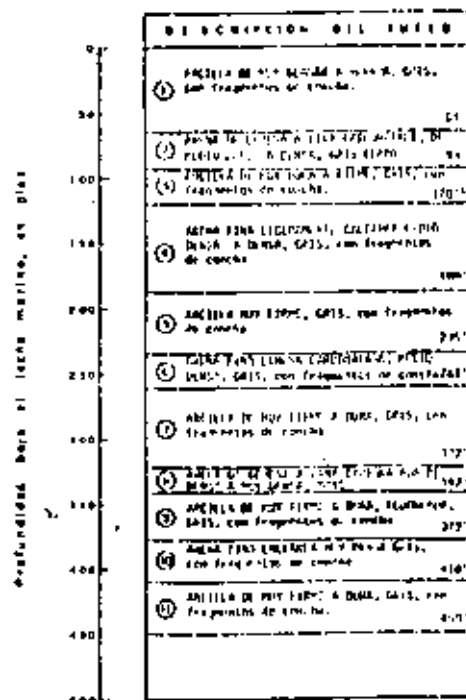


FIG. 3.- PERFIL TÍPICO DEL SUELO MARINO  
(Plataforma - Corredor 250)

Los índices de plasticidad de las arcillas superficiales varían entre 22 y 75, teniendo límites líquidos cercanos al contenido natural de agua con valores que en su mayoría varían entre 45 y 100%; sólo en el caso de algunas zonas cercanas a la costa, donde las arcillas son limosas o arenosas, el límite líquido llega a tener valores tan bajos como de 30%. Lo anterior señala que la mayoría de las arcillas encontradas superficialmente, que son precisamente las que entran en contacto con las tuberías, pertenecen a la clasificación de suelos de alta plasticidad.

La sensibilidad de las arcillas determinada mediante la realización de pruebas de cortante con veleta miniatura en muestras inalteradas y remoldeadas, varió entre 2 a 7, pudiéndose considerar sin embargo como valor medio pesado el de 3.

Las características de la mayoría de los materiales granulares encontradas superficialmente corresponden a arenas medias con alto contenido de carbonatos, con granos angulosos y una buena distribución de tamaños.

En particular, cuando los materiales granulares provienen de la descomposición de un arrecife o bancos de coral, sus granos están constituidos por fragmentos de concha y del mismo coral. Existen sin embargo algunas zonas cercanas a las costas donde se encontraron superficialmente materiales arenolimosos que pueden ser susceptibles a licuación en el evento de un sismo o por efectos de cargas cíclicas de oleaje durante tormentas.



### Problemas de Interacción Tuberías Suelo Marino:

Los principales problemas relacionados con el suelo marino para el diseño de tuberías submarinas se describen enseguida:

#### Capacidad inadecuada de soporte

En suelo cohesivos muy blandos puede ocurrir que al depositarse la tubería lastrada, ésta se entierre a una profundidad excesiva debido a la baja capacidad de soporte del suelo. Esto puede solucionarse modificando el alineamiento de la tubería o haciendo una trinchera previa a la colocación de la misma y colocando sacos de arena para que sobre ellos sea colocada.

También debe incluirse dentro de esta clase de problemas el caso de asentamientos diferenciales excesivos presentados por la existencia de paleocanales, o las zonas contacto entre dos tipos distintos de suelo.

#### Licuación

En depósitos granulares pueden existir arenas con finos no plásticos cuyas características morfológicas y granulométricas las hace susceptibles de licuación en caso de presentarse sollicitaciones dinámicas por sismos u oleaje. Si se presentase licuación, la tubería podría ser expulsada de la trinchera donde se colocó previamente quedando sujeta a movimientos laterales

debido a fuerzas de oleaje y corrientes locales. Se recomienda investigar la susceptibilidad de licuación de estos depósitos y analizar cuidadosamente las alternativas de solución (desvío de alineamiento, mejoramiento de suelo o diseño adecuado de la tubería) - cuando la probabilidad que el fenómeno ocurra es alta.

### Deslizamiento de Suelos (mudflows)

Este fenómeno es muy común en los suelos frente a deltas de ríos y consiste en el deslizamiento de grandes masas de suelo; los factores que influyen en el origen del fenómeno son: la mezcla de varios tipos de suelo, la distribución de los tamaños de grano, el perfil del fondo y la acumulación progresiva de materiales. Las consecuencias que tendría una falla de este tipo en tuberías submarinas sería catastrófica por lo que generalmente se recomienda, hasta donde es posible, evitar la instalación de tuberías en este tipo de áreas o cambiar su alineamiento de manera que se impida al máximo el efecto del movimiento del terreno.

B I B L I O G R A F I A

- Título - GEOTECHNICAL PROBLEMS IN DESIGN OF  
OFFSHORE PIPELINES.
- R.G. Bea and J.M.E. Audibert
  - Ocean Engineering Division, Woodward-  
Clyde Consultants, Houston, Texas.
- Título - DESIGN OF PIPELINES - SEA BOTTOM  
LOADS AND RESTRAINTS.
- Jean M.E. Audibert, Robert G. Bea.
  - Ocean Engineering Division, Woodward-  
Clyde Consultants, Houston, Texas.
- Título - SEABED RECONNAISSANCE AND OFFSHORE  
SOIL MECHANICS FOR THE INSTALLATION  
OF PETROLEUM STRUCTURE.
- Pierre Le Tirant
  - Editions Technip 27, Rue Ginoux 75737  
Paris Cedex 15.
  - Capítulos, 5 y 11.



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

GEOTECNIA MARINA

PRUEBAS IN SITU PARA ESTRUCTURAS FUERA DE LA COSTA

PROF. J. RAUL FLORES BEPRONES  
PROF. DE LA DIV. DE EST. SUPERIORES  
DE LA FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM.  
NOVIEMBRE 1982

JULIO, 1983

# PRUEBAS INSITU PARA ESTRUCTURAS FUERA DE COSTA

## I N D I C E

- I) Introducción.
- II) Posición de las pruebas "in situ" en el contexto general de una obra marina fuera de la costa.
- III) Pruebas "in situ".
  - a) Penetrómetro (Prueba CPT)
  - b) Veleta a Control Remoto
  - c) Presurímetro
- IV) Pruebas de Penetración Cónica.
  - a) Penetrómetros modulares
  - b) Penetrómetros operados a través del tubo de perforación
  - c) Algunas correlaciones esenciales
- V) Veleta a Control Remoto.
  - a) Breve historia
  - b) Bases teóricas
  - c) Breve descripción del equipo y su operación
  - d) Ajustes a los valores de esfuerzos resistentes medidos
  - e) Ventajas y desventajas
- VI) Presurímetro.
  - a) Características
  - b) Posibilidades y límites de uso
  - c) Resultados que se obtienen
  - d) Interpretación de los diagramas del presurímetro

VII) Comparación de valores de resistencia al esfuerzo cortante medida en sitio con una variedad de dispositivos.

VIII) Conclusiones.

Referencias.

Figuras

---

## I) Introducción :

La creciente dificultad para obtener muestras inalteradas de suelos marinos, a medida que las profundidades de agua aumentan, ha llevado al desarrollo del recurso de las pruebas "in situ" para el reconocimiento de las propiedades mecánicas de los suelos. El proceso anterior está normado por el adelanto en la tecnología de las plataformas de explotación de hidrocarburos, las cuales cada vez son más capaces de operar en condiciones crecientemente severas.

De cualquier manera, no debemos olvidar que aunque las pruebas "in situ" llevadas a cabo en condiciones óptimas nos proporcionan parámetros comparativos del suelo (de los cuales mediante correlaciones se pueden inferir propiedades mecánicas), el muestreo de perforaciones se mantiene como un punto indispensable para el conocimiento del suelo, así como para su identificación.

Por lo expuesto anteriormente, concluimos que las pruebas "in situ" y el muestreo son perfectamente complementarios.

Ahora bien, cabe mencionar que las técnicas diversas que se utilizan para efectuar pruebas "in situ" sobre suelos marinos, se siguen de dispositivos ya usados en tierra como son penetrómetros, veletas y presurímetros, sólo difiriendo de ellos en su forma de aplicación.

Estas técnicas conducen a valores significativamente diferentes a los que se obtienen en laboratorio al probar muestras extraídas del subsuelo, por lo que es de importancia asegurar el significado y representatividad de las magnitudes medidas, y en lo posible comparar los resultados obtenidos.

En general, podemos decir, que los parámetros medidos son relacionables con las características de cohesión y fricción del suelo.

+ + +

Dos zonas de nuestro planeta han sido el escenario del mayor desarrollo de la mecánica de los suelos marinos : el Golfo de México y el Mar del Norte.

En el caso del Mar del Norte, el acercamiento general fue copiado de la práctica en el Golfo de México efectuada por firmas como la McLelland Engineers desde los años '50.

La naturaleza de los trabajos ha tendido a provocar que el consultista geotécnico lleve a cabo labores que van, desde la consultoría técnica en sí, hasta efectuar personalmente las pruebas "in situ" ; no es raro que éstas se realicen utilizando equipos inventados por el mismo consultista. Un ejemplo de la afirmación anterior es la prueba de la "veleta a control remoto" inventada por la McLelland Engineers en 1955.

Ahora bien, las condiciones del suelo en el Golfo de México y el Mar del Norte difieren grandemente :

Arcillas suaves normalmente consolidadas son usuales en la primera zona, mientras que en la segunda predominan las arenas de medias a densas y arcillas de firmes a duras.

Esta diferencia de composición ha desarrollado técnicas independientes en cada zona, si bien el origen común fue en el Golfo de México.

En el caso del Golfo de México predominan pruebas de penetración cónica ó C.P.T (Cone Penetration Test), así como pruebas con veleta a control remoto.



En el Mar del Norte se utiliza también la prueba CPT, y a últimas fechas se ha desarrollado un ambicioso dispositivo llamado presurímetro, capaz de proveer de valiosa información en el sitio.

Cabe mencionar que en el intento de efectuar pruebas de resistencia sobre muestras extraídas, de forma que éstas se alteren en el menor grado posible, se han implementado algunas técnicas a bordo del barco. Estas pruebas consisten fundamentalmente en - compresiones no confinadas de probetas de material tomado de los extremos de las extracciones. Si no se desea remoldear al suelo, la prueba se puede hacer sobre un extremo de la extracción.

Algunas de estas pruebas a bordo son : la veleta miniatura, el penetrómetro de bolsillo y el torcómetro. La veleta miniatura está íntimamente relacionada con la veleta a control remoto, como se verá más adelante en este trabajo. Finalmente, hay que aclarar que el principio de operación de estas técnicas es el mismo que el de las pruebas "in situ".

+ + +

Para terminar esta introducción, atendamos un instante al punto de vista de J. de Ruiter, experto de la compañía Fugro-Cesco :

"El consultista geotécnico en suelos marinos, debe estar preparado para participar activamente en el desarrollo de herramientas y técnicas para enfrentar la demanda de calidades cada vez mayores en las investigaciones "in situ" de suelos marinos.

Fruto de esta posición activa del consultista son aparatos - como la veleta a control remoto, o un pequeño aparato para efectuar pruebas triaxiales no drenadas a bordo de navíos de investigación, desarrollado en la Universidad de Cambridge.

## II) Posición de las pruebas "in situ" en el contexto general de una obra marina fuera de la costa.

El trabajo de investigación para definir la localización de una plataforma marina, depende en menor grado del tipo de estructura. Ya sea ésta de gravedad ó piloteada, el trabajo puede ser dividido para ambos casos en dos levantamientos : uno preliminar y uno final o definitivo.

El estudio preliminar se efectúa cuando aún se desconoce la localización de la plataforma, por lo que cubre un área más extensa. Son estudios típicos de esta etapa del proyecto los siguientes :

- Perfiles acústicos de diversas frecuencias, dependiendo de la penetración y resolución necesarias.
- Medida de la batimetría.
- Tomar algunas muestras alteradas del suelo.
- Al menos una perforación de muestreo profundo (unos 100 ó 150 m bajo el fondo).

El estudio detallado consiste en un programa de perforaciones y pruebas CPT, de veleta a control remoto ó presurímetro, dependiendo del caso. El estudio preliminar determina el tipo de equipo que se usa en esta etapa. El número de perforaciones y pruebas CPT varía con la uniformidad del perfil del suelo. Se efectúan pruebas sobre los estratos superficiales y profundos, extrayendo muestras y haciendo pruebas CPT alternadamente (dispositivos a través del tubo de perforación). Se obtienen muestras profundas en menor número.

Las pruebas "in situ", como es obvio, forman parte de este -

segundo est dio más detallado.

En la figura # 1 se muestra, en forma simplificada, la posición de estas pruebas en el diagrama de barras de la ruta crítica típica para el tipo de obras que nos interesan. Como se ve, son precedidas de las pruebas sísmicas, perforaciones preliminares y perforaciones definitivas; las dos primeras forman parte del estudio preliminar.

### III) Pruebas "in situ" :

En este trabajo se tratarán las pruebas que se efectúan mediante los siguientes dispositivos :

- a) Penetrómetros.
- b) Veleta a control remoto.
- c) Presurímetros.

+ + +

a) Penetrómetros. Con estos aparatos se realiza la prueba de Penetración Cónica o CPT (Cone Penetration Test).

Una de las ventajas de esta prueba es que proporciona un registro continuo, que permite observar un perfil cualitativo del suelo. En adición, permite valuar aproximadamente la resistencia al esfuerzo cortante en arcillas en condiciones no drenadas, y en arenas se puede conocer su densidad. También se pueden estimar por correlación directa, la capacidad de carga y la resistencia al hincado de pilotes.

La prueba se puede hacer montando el cono sobre módulos ó bajándolo a través de la tubería de perforación; se tiene mayor alcance en el segundo caso.

Es práctica recomendable el utilizar penetrómetros cónicos de dimensiones estandarizadas, para poder relacionar resultados en diferentes sitios.

b) Veleta a Control Remoto. De los varios instrumentos para la medida de las propiedades mecánicas de los suelos en el sitio, sóloamente esta prueba proporciona el valor del esfuerzo cortante resistente de suelos cohesivos en condiciones no drenadas. Su uso se ha restringido a las arcillas blandas del Golfo de México, y la tendencia actual en el Mar del Norte no lleva al desarrollo de esta prueba dado que aquí predominan suelos granulares. Se ha utilizado durante 10 años, demostrando ser una herramienta útil y bastante precisa en suelos marinos cohesivos.

c) Presurímetros. Este dispositivo de pruebas en el sitio está concebido para facilitar la posibilidad de medir en el sitio las propiedades esfuerzo-deformación de suelos, así como el esfuerzo en el suelo; ambas informaciones son vitales para el diseño de estructuras de gravedad, para las cuales, las pruebas de laboratorio en muestras inalteradas, tan solo han proporcionado algunos órdenes de magnitud.

Fue desarrollado inicialmente para su uso en tierra, en donde aún faltan aspectos por superar. En el Mar del Norte se tienen grandes esperanzas en el porvenir de este aparato.

#### IV) Pruebas de Penetración Cónica :

Esta prueba se siguió -como todas las pruebas "in situ"-, de la necesidad de adquirir datos del subsuelo que eran inaccesi-

bles de otra forma.

Desde 1917 se iniciaron algunas pruebas con conos mecánicos que penetraban en el subsuelo al recibir impactos de pesos cali-  
brados.

En 1965, la compañía consultista Fogro, desarrolló en Holanda, un penetrómetro cónico eléctrico capaz de medir la resistencia tanto de punta como de fricción en la camisa del tubo mediante celdas de presión y deformímetros. Ambos parámetros son registrados en una gráfica continua según la profundidad.

El cono eléctrico es avanzado hidráulicamente dentro del suelo, a razón de 2 cm/seg en forma constante. Es capaz de realizar ambas mediciones mencionadas anteriormente en forma simultánea.

La geometría del cono ha sido estandarizada de forma que el ángulo del vértice y el diámetro máximo son, respectivamente, 60° y 36 mm, con un área lateral de la camisa de 150 cm<sup>2</sup> (ver figura 2).

a) Penetrómetros modulares :

Penetrómetros cónicos han sido usados extensivamente sobre marcos que descansan en el fondo marino desde 1965. Estos marcos, usualmente operados por cable desde la superficie o por buzos, proporcionan la suficiente fuerza de reacción al cono para que éste se hunda en el suelo. Esta reacción la pueden proporcionar por simple lastre ó a través de generar succión negativa. El sistema hidráulico que hinca al cono puede ir montado en el mismo marco.

A continuación, se describen brevemente algunos penetrómetros modulares :

Seacat. Fue introducido en 1972 en el Mar del Norte. Tiene un

sistema de gatos hidráulicos acoplado, y es capaz de proporcionar una reacción de hasta 20 toneladas a base de lastre.

Se opera desde el barco de sondeos, y en suelos normalmente consolidados puede alcanzar profundidades de hasta 70 m, mientras que en arenas densas varía sobre los 30 m. Se pueden realizar de 7 a 8 pruebas en una jornada de trabajo.

La unidad es capaz de transportar consigo 36 m de tubería para efectuar la prueba y lleva acoplado un inclinómetro, de forma que se pueda determinar la desviación del sondeo con respecto a la vertical. Los tubos miden 60 cm.

Las celdas para medir la resistencia de punta y fricción ( $R_p$  y  $f$  respectivamente), tienen como valores máximos de medición :

$$\begin{aligned} R_p &\text{ hasta } 5000 \text{ ó } 6000 \text{ ton/m}^2 \\ f &\text{ hasta } 50 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Este dispositivo se muestra en la figura 3.

Hyson. Es capaz de proporcionar una reacción de 13,000 kg y es operado por buzos, que van colocando hasta 40 tubos de diámetro estándar de 36 mm. Está equipado con 2 deformímetros que miden en forma continua  $R_p$ , así como el esfuerzo total  $R_p + f$ . Ver figura 4.

NGI. Este módulo ha sido desarrollado por el Norwegian Geotechnical Institute; se baja en el tubo de una plataforma de perforación del tipo "jack-up" y mide únicamente la resistencia por punta  $R_p$ . Ver figura 5.

Shell. Este módulo ha sido desarrollado por la compañía que lleva su nombre, y constituye una brillante solución. Data de -

1970 y lleva un penetrómetro telescópico que alcanza hasta 27m de profundidad en 3 tramos de 9 m cada uno. Lleva consigo una bomba de vacío que genera una presión negativa en el interior del faldón que lleva en la periferia, la cual proporciona la reacción necesaria para efectuar la prueba.

Lleva 2 deformímetros que registran Rp y f. Resa de 6 a 7 ton y su máxima reacción es de 20 ton.

Una gran ventaja sobre los demás de su tipo, es que da mejores lecturas ya que mediante chorros de agua destruye la estructura del suelo ya penetrado y por ende medido. Ver figura 6.

Stigray y Seajack. Ambos proporcionan la reacción por su peso del orden de 16 ton. Han sido desarrollados por el NCI y McLelland respectivamente. Tienen la gran ventaja de que no sólo pueden llevar un cono, sino que se les pueden adaptar muestreadores ó incluso una veleta. En caso de llevar un CPT, miden Rp y f. Ver figura 7.

En general, el uso de penetrómetros modulares se ve limitado por la naturaleza muy suelta del suelo ó la presencia de bancos de piedras ó arenas muy firmes, donde Rp alcanza valores superiores a los 6000 ton/m<sup>2</sup>.

Un registro de Rp y f contra la profundidad se muestra en la figura 8.

b) Penetrómetros operados a través del tubo de perforación :

En conjunto con el Seacalf una herramienta operada por cable fue desarrollada para ser usada dentro del tubo de perforación para efectuar sondeos CPT al fondo de la barrenación; se le llamo penetrómetro Wilson.

De esta forma, sondeos con cono pudieron ser efectuados más

Veamos ahora qué cualidades del suelo se pueden obtener a partir de los registros de una prueba CPT:

a) Determinación del tipo de suelo.

De un cono doblemente instrumentado podemos obtener  $R_p$  y  $f$ . A la razón percentil

$$(f/R_p) \times 100 = FR$$

se le conoce como "razón de fricción" del suelo. Varios estudios han mostrado que a partir de este valor se puede identificar el tipo de suelo. Se han elaborado gráficas ó cartas que relacionan a la razón de fricción con el tipo de suelo (ver figura 12). Un valor elevado de la razón (FR mayor a 3 o 4) generalmente indica suelos de grano fino ó cohesivos; un valor bajo de la razón (FR menor a 2 o 3), usualmente indica suelos granulares. Lo anterior queda ampliamente enriquecido combinándose con extracciones de muestras.

b) Suelos granulares.

Los sondeos CPT pueden ser útiles para estimar la densidad relativa de estratos granulares "in situ". Una correlación entre la resistencia de punta del cono  $R_p$ , el esfuerzo vertical efectivo y la densidad relativa del suelo se muestra en la figura 13, para el caso de arenas finas no cementadas, saturadas y normalmente consolidadas. Esta relación debe ser entendida sólo como una guía, pues la resistencia  $R_p$  del cono se ve afectada por la granulometría, grado de cementación, esfuerzos laterales, compresibilidad y presión de poro.

c) Suelos cohesivos.



En arcillas, la cohesión de la prueba no drenada, dependiendo de la consolidación, se ha observado que cumple con:

$$C_u \text{ entre } R_p/20 \text{ y } R_p/10$$

Así mismo, se puede estimar para estratos cohesivos, el valor de la resistencia al esfuerzo cortante en condiciones no drenadas como :

$$S_u = \frac{R_p - \lambda z}{N_k}$$

Donde  $N_k$  es un factor que depende del tipo de cono y su forma, así como de la sensibilidad de la arcilla, de su relación esfuerzo-deformación y de su plasticidad.

Algunos valores de  $N_k$  pueden ser :

$N_k \approx 8$  a  $12$  en arcillas firmes con  $S_u$  de  $5$  a  $3 \text{ ton/m}^2$

$N_k \approx 15$  a  $20$  en arcillas suaves.

V) Veleta a Control Remoto .

Como ya se mencionó anteriormente, este es el único aparato capaz de proporcionar en forma directa en el sitio, el valor de la resistencia al esfuerzo cortante en suelos cohesivos, en condiciones no drenadas.

Fue implementado a control remoto en suelos fuera de la costa en 1970 por vez primera por la compañía estadounidense McLe-lland Engineers.

Desde aquel entonces, el dispositivo se encuentra ahora en su quinta generación de evolución; ha sido usado en más de 100 localidades con éxito, a más de 213 m bajo el fondo, con tirantes de agua de más de 427 m.

a) Breve historia.

La prueba de la veleta fue inventada en 1918 por el ingeniero sueco Olsson, y fue desarrollándose hasta alcanzar su forma moderna en los años '40.

En 1955 la McLlelland Engineers la utilizó por vez primera fuera de la costa. Se realizaron pruebas a unos 30 m de profundidad con equipo de tierra montado en un barco.

Posteriormente, el problema a solucionar fue el de poder efectuar la prueba desde un dispositivo flotante, lo cual fue solucionado por la misma McLlelland en combinación con la Shell Development Co., introduciendo la veleta a control remoto.

#### b) Bases teóricas.

Esta prueba consiste en hacer penetrar en el suelo un dispositivo formado por dos hojas planas que se cortan en el centro formando un ángulo de  $90^\circ$ ; una vez en el interior del suelo se aplica un momento ó torque de manera que la velocidad angular de la veleta se mantenga constante. Ver figura 14.

El valor del esfuerzo cortante en condiciones no drenadas está relacionado con la geometría de la veleta y el torque máximo aplicado. Para una veleta de cuchillas ó aletas rectangulares, este valor de esfuerzo cortante está dado por :

$$S_u = \frac{2T}{\pi D^2 (H/D + 1/3)} \quad (\text{por unidad de ancho})$$

En la expresión, D es el diámetro de la veleta y H su altura. Ver figura 14.

La anterior ecuación se basa en la suposición de que existe una distribución uniforme de esfuerzos en las caras superior e inferior de la superficie cilíndrica de falla generada en el suelo.

La superficie real sujeta a esfuerzo cortante puede ser ligeramente más grande que la limitada por la envolvente de revo-

lución de la veleta; sin embargo se ha podido comprobar que el resultado no se incrementa en más de un 5 %.

c) Breve descripción del equipo y su operación.

Dependiendo de la profundidad a la que se desea medir el esfuerzo cortante, existen 2 metodologías a seguir:

-Suelos someros (penetraciones de 5 a 6 m). La veleta puede usarse montada en un marco lastrado ó módulo, similar a los ya mencionados para la prueba CRT. La penetración a medida se da con el peso del marco, el cual se baja del barco mediante un brazo en un costado. Ver figura 15.

La operación de la veleta a control remoto se lleva a cabo en todos los casos, controlada por un cable multiconductor reforzado que lleva 7 líneas en total; este cable en conjunto con el equipo de abordaje proporciona los medios electrónicos necesarios para controlar e instrumentar la prueba de inserción.

El cuerpo de la veleta es también llamado "cuerpo de la herramienta, y consta de la veleta de prueba en sí, así como de una veleta de reacción; ambas son insertadas en el suelo (ver figura 16). La veleta de reacción previene la rotación del resto del sistema mientras la veleta de prueba gira.

Dentro del cuerpo de la herramienta, un pequeño motor impulsa a la veleta de prueba a girar mediante la aplicación de un torque; este motor opera a través de una caja de engranes con conversión de 240,000 a 1. La velocidad de rotación resultante puede ser de unos 18° por minuto; en general se trata que esta velocidad angular sea tal que la ruptura del suelo ocurra a los 2 minutos de giro aproximadamente. El momento es medido en forma continua mediante un transductor de torque de tipo deformímetro.

-Suelos profundos. En este caso, la veleta a control remoto se

den del 10 % menor que la obtenida en las pruebas antes mencionadas a muestras de buena calidad; de este modo propuso un factor  $K = 1.1$  para ajustar los valores provenientes de la veleta miniatura.

Emrich, en base a su experiencia y más pruebas observó que los valores de la veleta a control remoto estaban por encima de los obtenidos en compresiones no confinadas en muestras de buena calidad; esto se debe probablemente a la no disipación de la presión de poro. Así, concluyó que estos valores debían ajustarse hacia abajo para poderse usar en el diseño de cimentaciones en base a pilotes.

Comparando los valores de esfuerzo cortante resistente proporcionado por cada veleta, esto es dividiendo los valores ajustados de la veleta miniatura entre los de la veleta a control remoto, llegó a los resultados que se muestran en la figura 19. Esto lo hizo a diferentes profundidades en arcillas de origen deltaico, para 14 diferentes sitios. La pequeña variación del factor  $K$  para la veleta a control remoto seguramente se debió a la elevada alteración que sufre el suelo en la prueba miniatura. Se espera reducir esta dispersión mediante pruebas de compresión no confinada y muestreo adecuado en combinación con pruebas de veleta a control remoto.

De cualquier forma, un valor de  $K = 0.75$  es recomendable, recordando que las pruebas se realizaron en arcillas con sensibilidad de 2 a 4 y con índice de plasticidad de 60 a 70; estos valores predominan en el sitio de las pruebas, este es, en el delta del río Mississippi.

En la figura 20 se muestran perfiles obtenidos en base a las dos pruebas sin ajuste en los resultados.

En la figura 21 muestra un perfil con resultados ya ajustados, usando un factor  $K=1.10$  para la veleta miniatura y un  $K=0.75$  para la veleta a control remoto; nótese la tendencia de convergencia en una sola curva común.

Cabe mencionar que otro investigador, Bjerrum, halló un factor de corrección para la veleta a control remoto de 0,75 cuando el límite de plasticidad es de 60. Aún así, deben esperarse más comprobaciones en otras partes del mundo para poder generalizar este factor.

#### e) Ventajas y desventajas.

Entre las ventajas de la prueba de la veleta a control remoto tenemos :

- Reduce la alteración de la muestra notablemente.
- Permite una mejor evaluación de la variación del esfuerzo constante resistente a lo largo de un estrato.
- Mejor identificación de zonas con movimientos relativos entre estratos. (Ver figura 22)
- Mejor identificación de estratos saturados con gases.
- Menor dispersión de los valores de resistencia que la ostendida en pruebas de laboratorio.
- Menor dispersión que la veleta miniatura.

Para algunos autores el valor de la resistencia  $S_u$  sin ajustar de la veleta a control remoto, en suelos remoldeados por fallas, es el mejor que se puede tener.

En el caso de sedimentos saturados de gases, las muestras extraídas se alteran enormemente al sufrir expansiones incontrolables; por esta razón, en este tipo de estratos la prueba que nos incumbe es ampliamente recomendable.

Para estudios de cimentaciones someras como es el caso de las

La máxima presión que soportan estas sondas metálicas es de 25 kg/cm<sup>2</sup>, correspondiendo a una expansión de 700 cm<sup>3</sup> aproximadamente.

En el mar, la problemática para la apropiada colocación de la sonda en el sondeo es grande, debido a los movimientos de la embarcación; para resolver este problema, existen los métodos de vibración y por cable.

El presurímetro efectúa mediciones discontinuas a intervalos de 1 a 2 m.

Se busca que en cada prueba se usen 10 incrementos de presión (varían de 6 a 14). Las lecturas de presión y deformación, se hacen en intervalos de 15 seg, 30 seg y 1 minuto, después de presurizar la sonda en cada paso.

Esta prueba es de esfuerzo cortante no drenado; la duración de los incrementos de presión evita la disipación de la presión de poro por introducción de la sonda.

La penetración usual es de unos 20 a 50 m, con máximos de 60 a 80 m.

Se le puede implementar mediante tubos guía, vibración ó montado en un marco lastrado (ver figura 26). También puede ser introducido al suelo por medio de un tubo de penetración por gravedad (Método de Kullenberg).

Una característica muy favorable de la prueba es que puede efectuarse sin anclar el barco.

#### b) Posibilidades y límites de uso.

En limos y arcillas consolidadas, la ejecución de la perforación lleva a un mínimo de alteración del suelo y la prueba se efectúa en condiciones apropiadas.

En arcillas suaves, la penetración de la sonda por vibración ó

golpeo es acompañada por un efecto de aplastamiento del terreno, que puede resultar en una disminución de su resistencia. Aún así, supera a los problemas de la extracción de muestras.

En arenas saturadas, no debe introducirse la sonda por vibración, pues esto provocaría una mayor o menor alteración de la estructura del suelo.

c) Resultados que se obtienen.

Pueden obtenerse de la aplicación de la prueba del presurímetro los siguientes datos (ver figura 25) :

- Módulo de presión del suelo, E.
- Presión límite,  $p_1$ .
- Presión natural del suelo en reposo,  $p_0$ .
- Presión de flujo plástico,  $p_f$ .

E se valía como : 
$$E = K \frac{\Delta p}{\Delta V}$$

donde : K = constante de la geometría de la sonda.

$\Delta p$  y  $\Delta V$  son variaciones de presión y volumen en la fase pseudo-elástica del suelo.

El valor de  $p_1$  equivale a la ruptura del suelo y corresponde a la abscisa de la asíntota en la curva del presurímetro de la figura 25.

En arcillas consolidadas se cumple aproximadamente que :

$$p_1 - p_0 = 5.5 C_u$$

donde  $C_u$  es la cohesión no drenada del suelo.

También existe una relación entre la resistencia de punta del cono CPT y  $p_1$  del presurímetro :

Arcillas	: $R_p / p_1 = 2.5$ a $4$	
Limos	: $R_p / p_1 = 5$ a $6$	
Arenas	: $R_p / p_1 = 7$ a $9$	

d) Interpretación de los diagramas del presurímetro.

La forma de la curva  $p - V$  del presurímetro (no corregida), depende de la consolidación del suelo y de la rigidez de la sonda usada.

No siempre es posible adaptar la sonda del presurímetro de manera que satisfaga la naturaleza de los suelos, en especial cuando se trabaja en suelos de estratificación heterogénea.

En el caso de la sonda metálica, un sondeo en un estrato con características mecánicas varias, se obtendría :

- En suelos suaves, una curva inadecuada para medir acertadamente  $E$  y  $p_1$  (Ver figura 27).
- En suelos medianamente consolidados, una curva de la forma convencional, con una fácil definición de  $E$  y  $p_1$ . (Ver figura 27)
- En suelos consolidados ó altamente consolidados, una curva sin una asíntota bien definida; por lo que  $p_1$  está pobremente definida. (Ver figura 27)

#### VII) Comparación de valores de resistencia al esfuerzo cortante medida en sitio con una variedad de dispositivos.

Todas las pruebas para medir las cualidades mecánicas de los suelos "in situ", son pruebas de esfuerzo cortante en condiciones no drenadas; bajo este enfoque es posible establecer las siguientes comparaciones :

Se ha observado que en suelos cohesivos, la siguiente relación se cumple aproximadamente :

$$\frac{C_{u \text{ penetrómetro}}}{C_{u \text{ veleta}}} \approx 1.5 \text{ a } 2.0$$



Por otra parte, si hacemos  $S_u = N_c C_u$ , donde  $N_c$  depende del aparato "in situ" usado, experimentalmente se ha observado que :

$N_c C_u = 9 C_u$  para la veleta a control remoto

$N_c C_u = 5.9 C_u$  para una prueba de compresión no confinada sobre una muestra extraída.

$N_c C_u = 4.1$  para la prueba del presurímetro

Estos valores se obtuvieron de la figura 26.

En la figura 29 vemos valores de cohesión no confinada valuados por dos métodos diferentes de aplicación del presurímetro, contra pruebas de veleta a control remoto. Se observa que si bien ambos dispositivos miden el esfuerzo cortante resistente del suelo en dirección horizontal, las diferencias en magnitud son acentuadas.

La diferencia se debe a que en cada caso se lleva a la falla al material de l suelo en forma radicalmente distinta, y no a cualquier anisotropía del suelo.

#### VIII) Conclusiones.

Dada la infinita gama de posibilidades que ofrecen los suelos, es difícil pensar que algún día los diferentes aparatos y técnicas que se han venido utilizando para medir las propiedades mecánicas de los suelos en el sitio, se unificarán algún día en resultados precisos.

Pero no debemos olvidar que las pruebas "in situ" proporcionan información invaluable respecto a la variación de las cualidades de un determinado perfil de suelo.

Así pues, en combinación con sondeos y pruebas de laboratorio, a medida que evolucionen, enriquecerán nuestros conocimientos de

las propiedades mecánicas de los más variados tipos de suelos bajo las más variadas condiciones ambientales.

En conclusión :

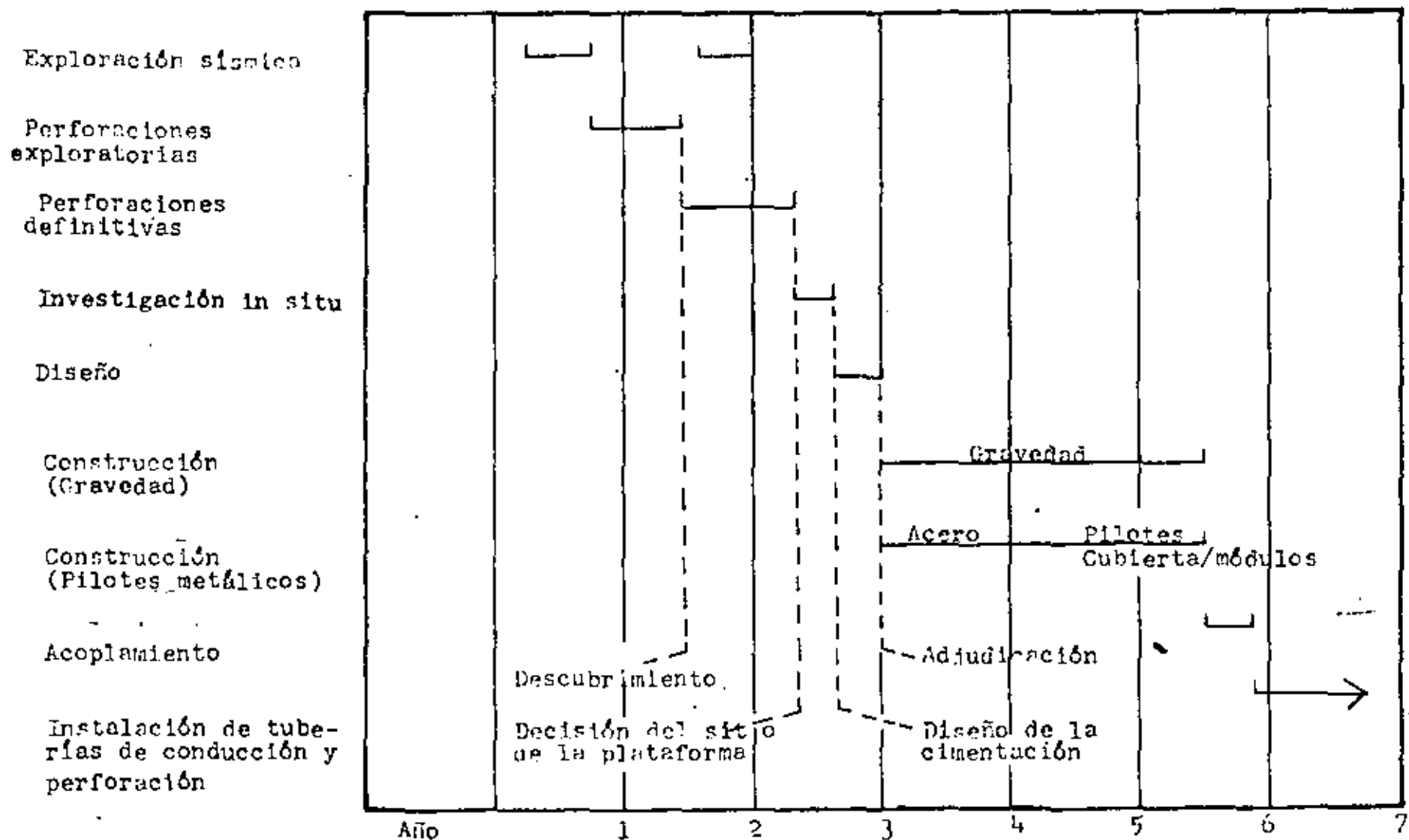
No se espera que los resultados de las diversas pruebas de resistencia aplicadas a los suelos "in situ", converjan a resultados idénticos, pero sí se pueden complementar cada vez más y conforme se desarrolle su tecnología se irán haciendo cada vez más económicas, lo que llevará a soluciones de estructuras más seguras y a la vez más costeables.

---

Bibliografía :

- 1) F. Letirant. "Seabed Reconnaissance and Offshore Soil Mechanics for the Instalation of Petroleum Structures". Institute Francais de Petrole.-English translation.1979.Paris, France, en su capítulo 6.
  - 2)F. George y D. Wood."Offshore Soil Mechanics".Cambridge University Engineering Department.Lloyd's Register of shipping-Sept 1976, England, en su capítulo 7 y el artículo "North Sea site investigations" de J. de Ruiter.
  - 3)Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos."Simposio Internacional de Mecánica de Suelos Marinos".-Febrero de 1980; en sus artículos 3 de los tomos I y II.
-

F I G U R A S .



**FIGURA 1** : Secuencia de eventos desde el descubrimiento del manto hasta la producción.

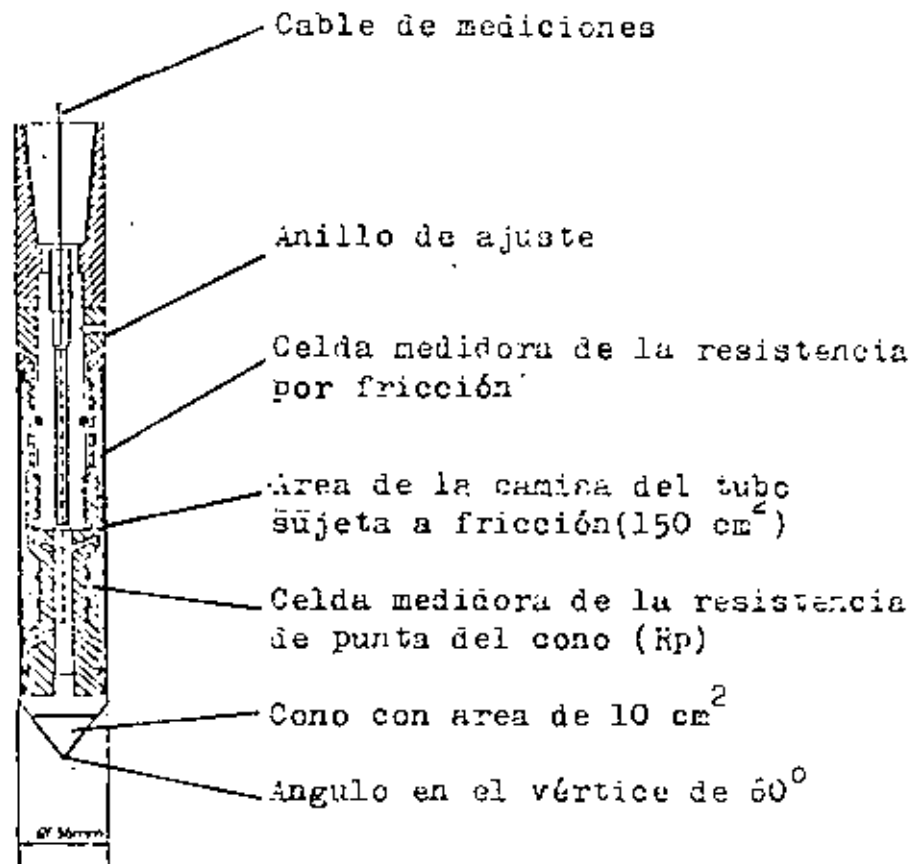


FIGURA 2 : Penetrómetro cónico eléctrico equipado con celdas de presión.

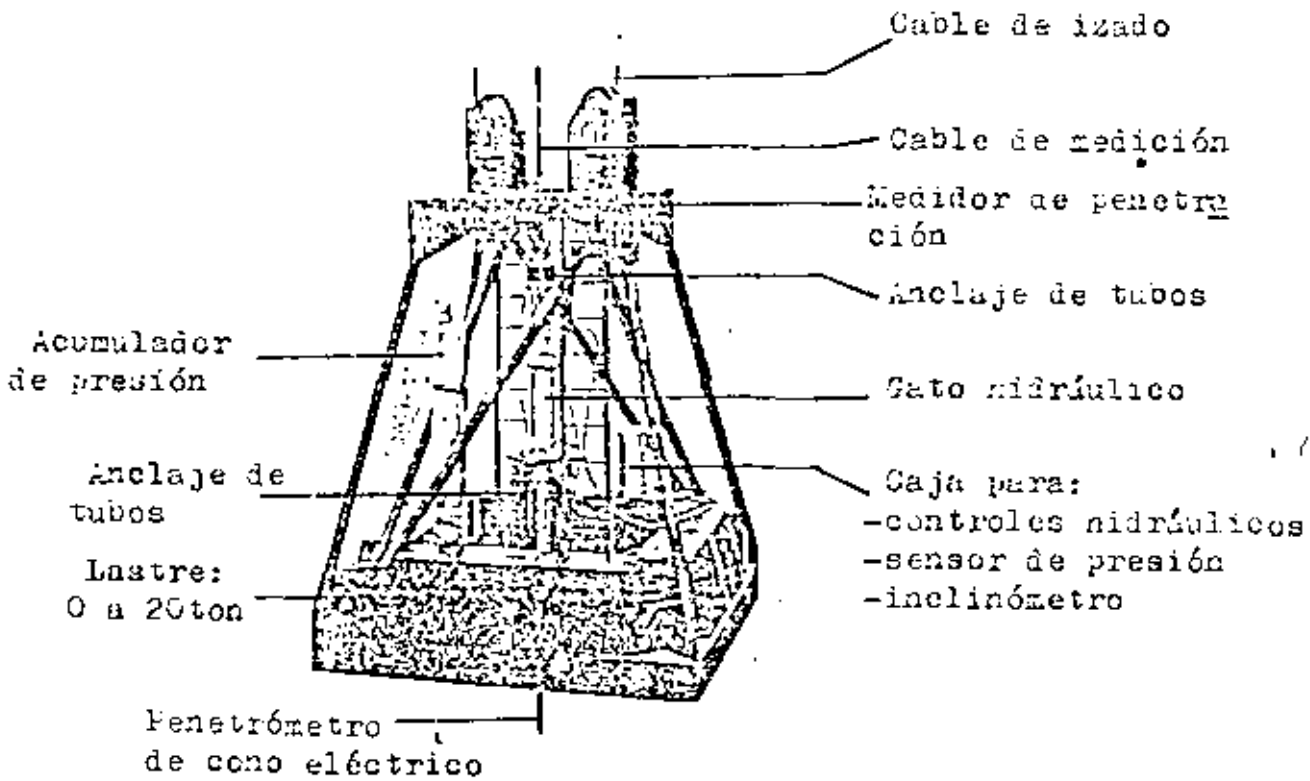


FIGURA 3 : Diagrama funcional del Seacalf.

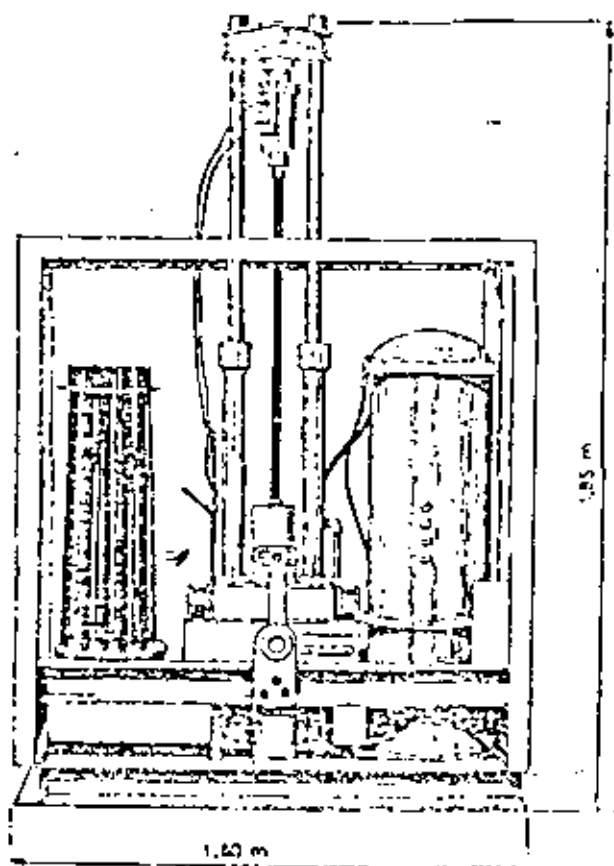


FIGURA 4 : Penetrómetro estático Hyson.

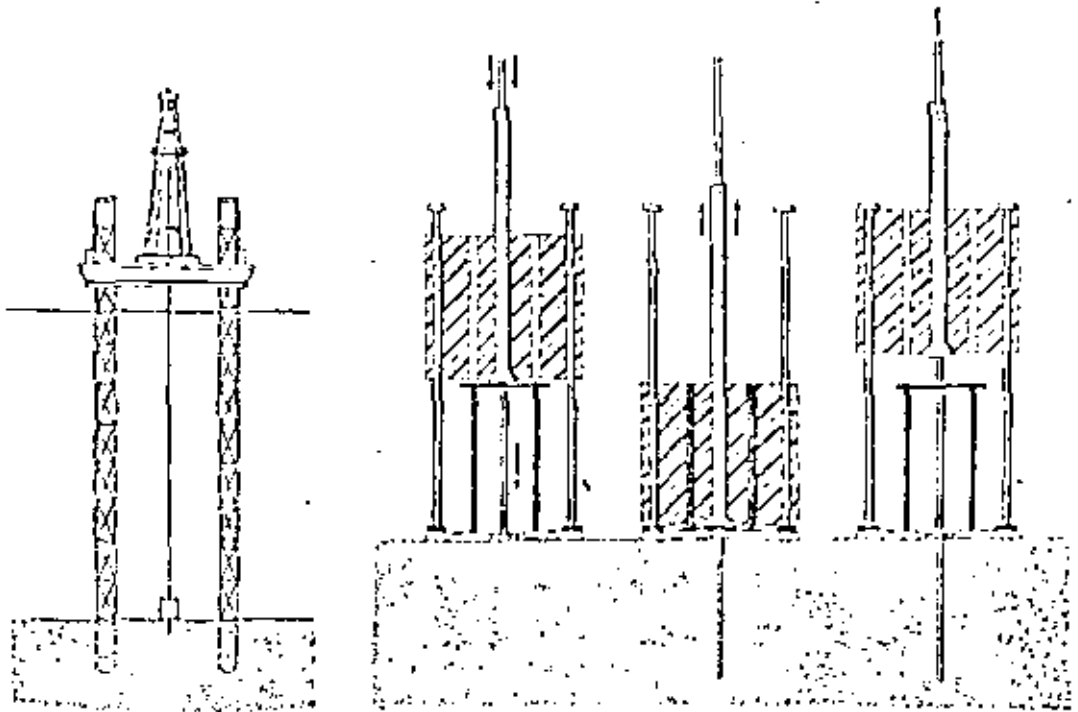


FIGURA 5 : Dispositivo para implementar el penetrómetro modular del NGI desde una plataforma Ekofisk.



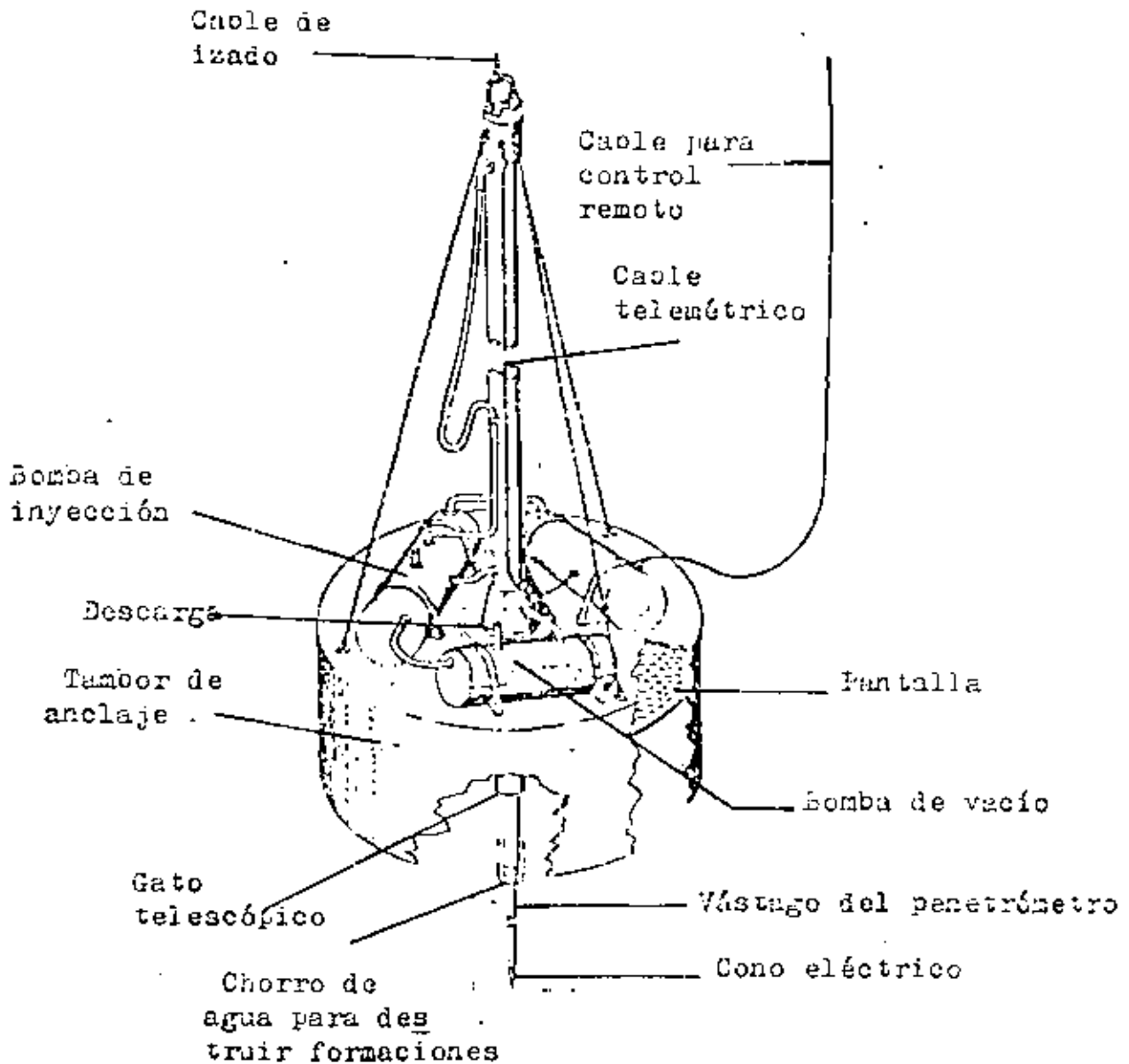


FIGURA 6 : Diagrama del penetrómetro telescópico de Shell.

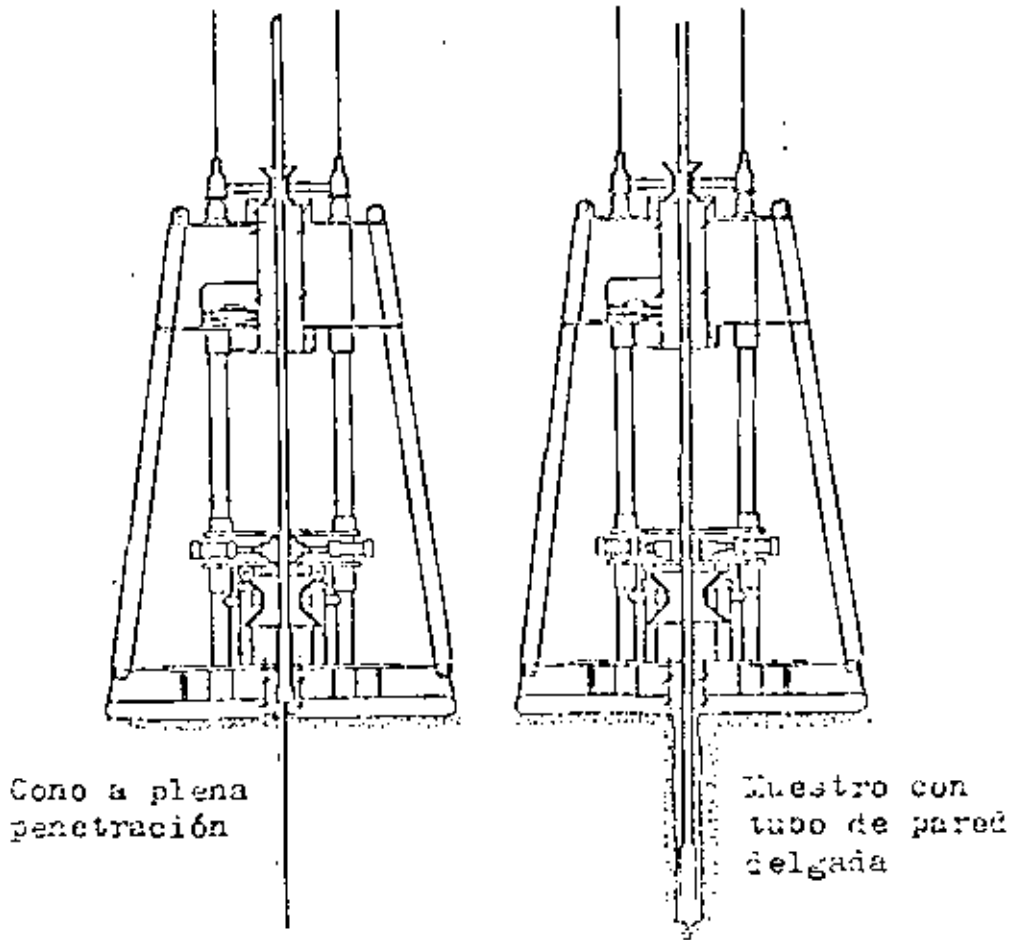


FIGURA 7 : Sistema de penetrómetro Stingray.

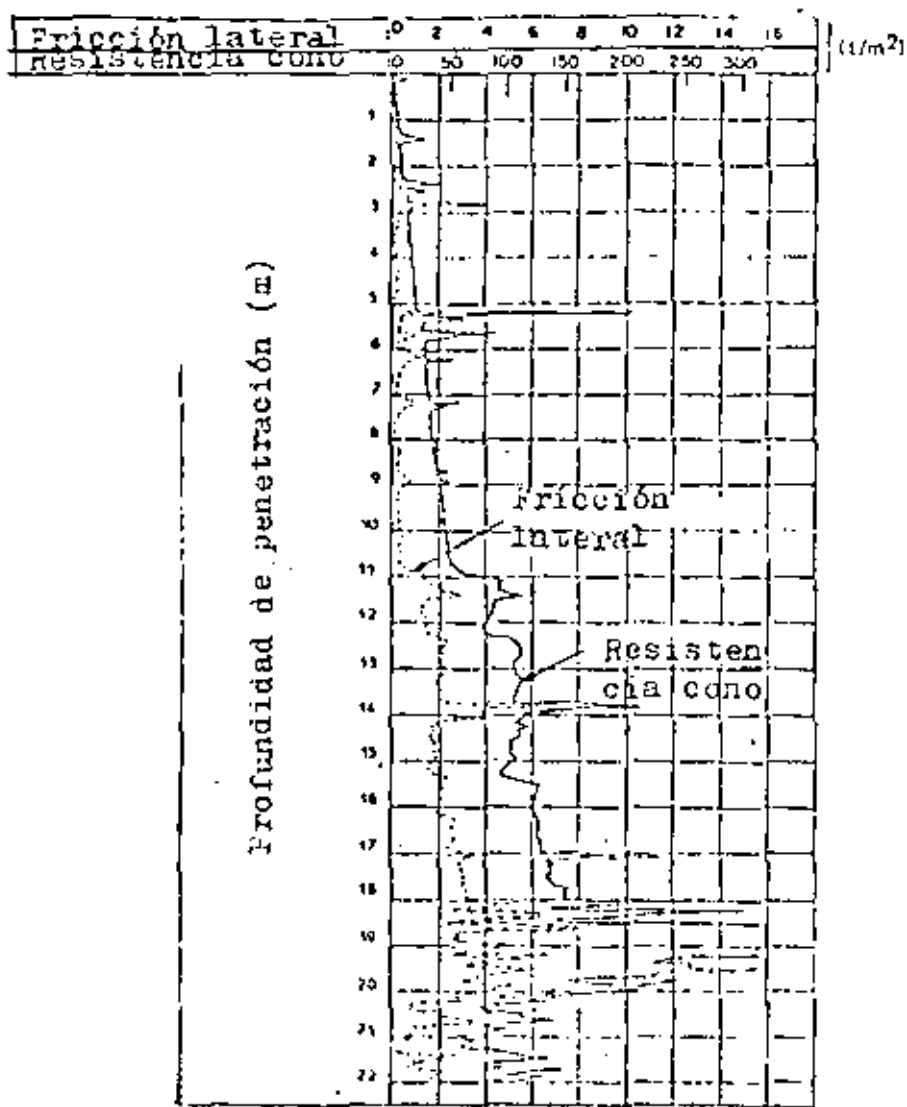


FIGURA 6 : Ejemplo de registro obtenido con un penetrometro Seacalf.

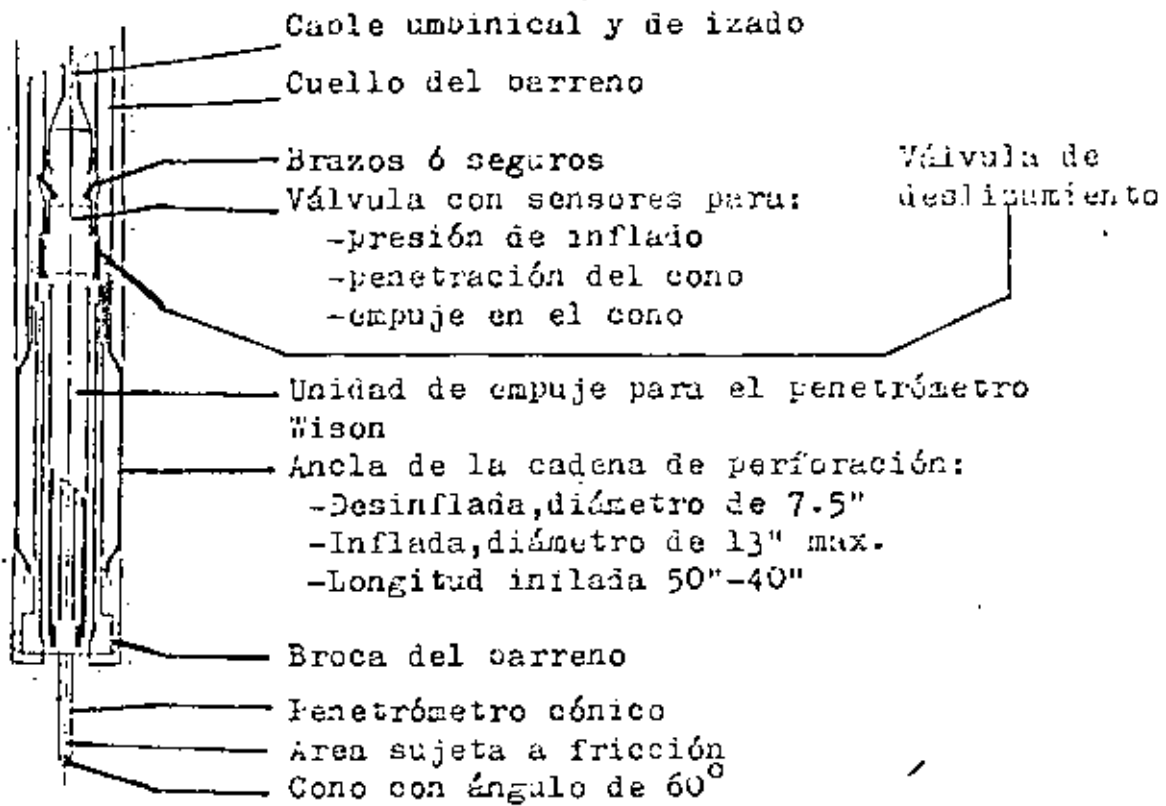


FIGURA 9 : Penetrómetro Wison y ancla de la cadena de perforación.

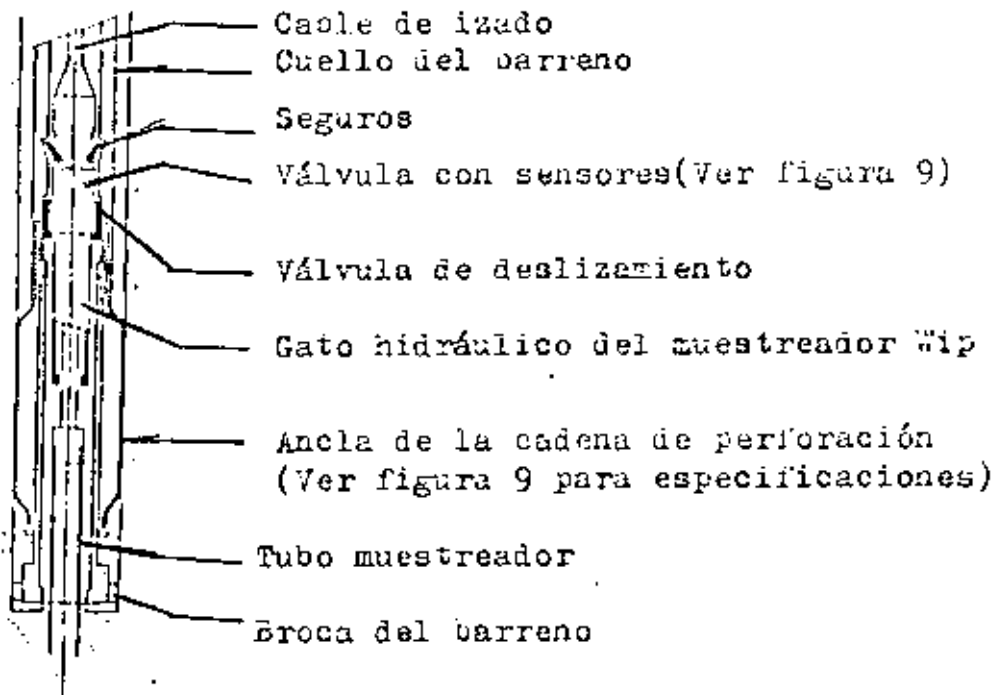


FIGURA 10 : Muestreador Wip.

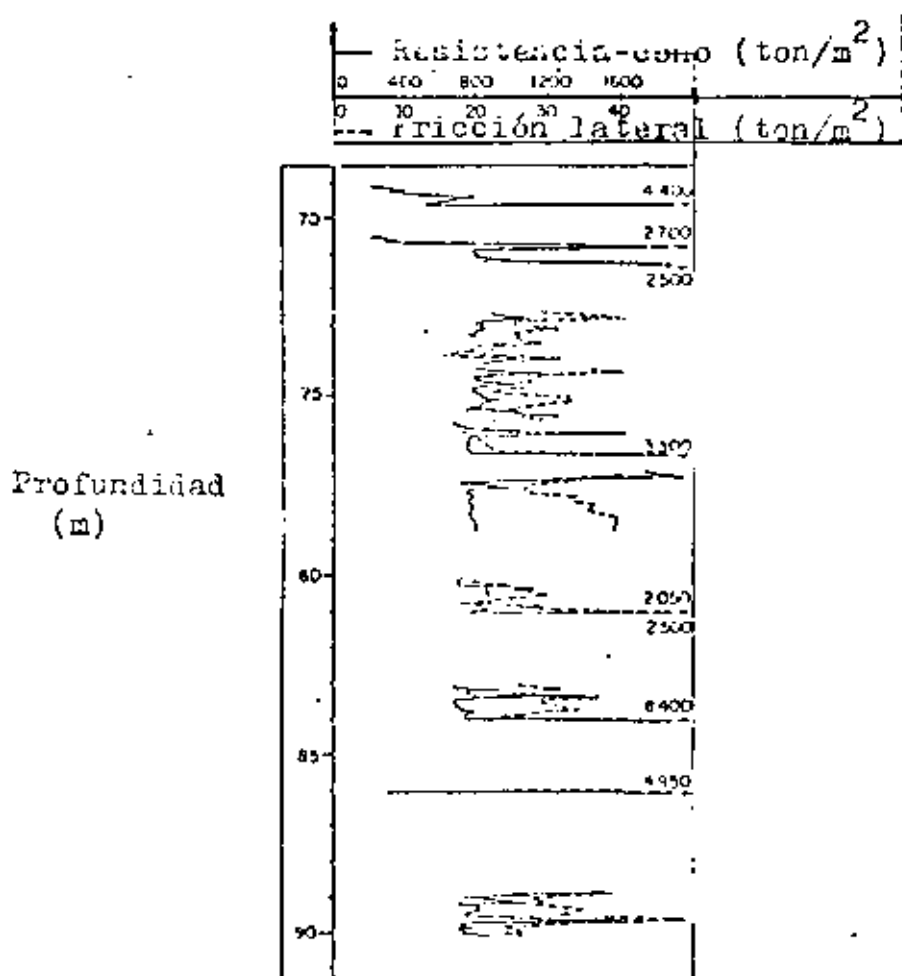
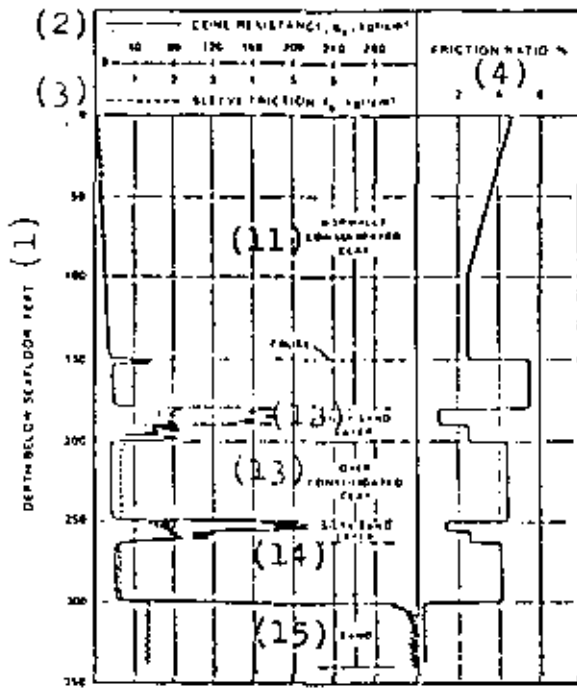
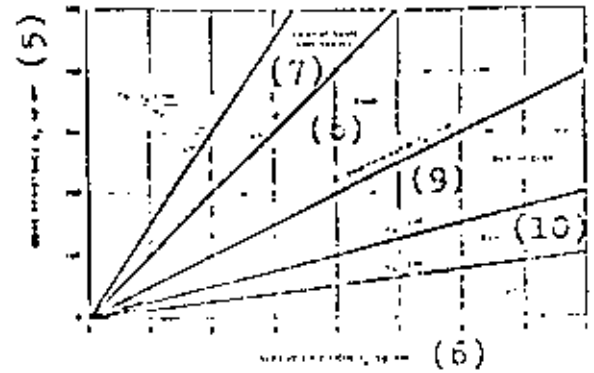


FIGURA 11 : Ejemplo de registro obtenido con un penetrómetro Wilson.



(a)



(b)

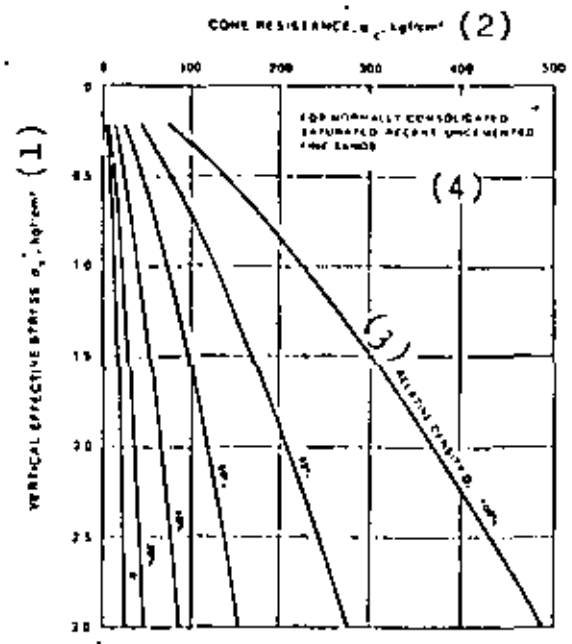
- (5) Resistencia del cono ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )  
 (6) Fricción lateral ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )  
 (7) Arenas gruesas y gravas  
 (8) Arenas  
 (9) Limos o arcillas  
 (10) Arcillas

- (1) Profundidad bajo el fondo ( $\frac{1}{2}$ t)  
 (2) Resistencia del cono ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )  
 (3) Fricción lateral ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )  
 (4) Razón de fricción (%)  
 (11) Arcilla normalmente consolidada.  
 (12) Estrato de arena limosa  
 (13) Arcilla preconsolidada  
 (14) Estrato de arena limosa.  
 (15) Arena

Nótese que cada valor de FR corresponde a la pendiente de una recta que pasa por el origen en el plano  $R_p-f$ .

FIGURA 12 : a) Registro continuo CPT con  $R_p$ ,  $f$  y FR.

b) Carta de la Razón de Fricción para identificación de suelos.



- (1) Esuerzo vertical efectivo (kg/cm<sup>2</sup>)
- (2) Resistencia del cono (kg/cm<sup>2</sup>)
- (3) Densidad relativa (%)
- (4) Para arcillas normalmente consolidadas, saturadas, finas y no cementadas.

FIGURA 13 : Resistencia del cono  $q_c$  (de punta) vs. densidad relativa.

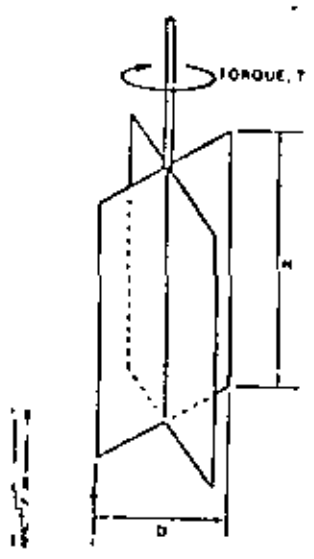


FIGURA 14 : Geometría de la veleta de prueba.

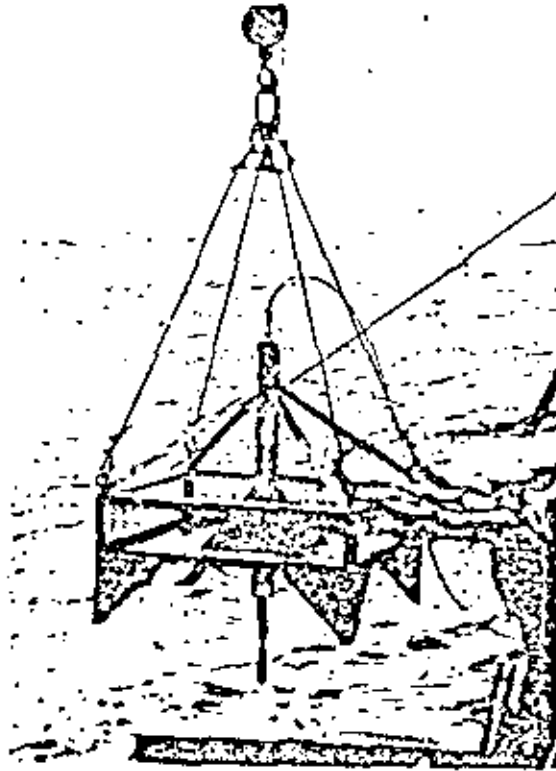
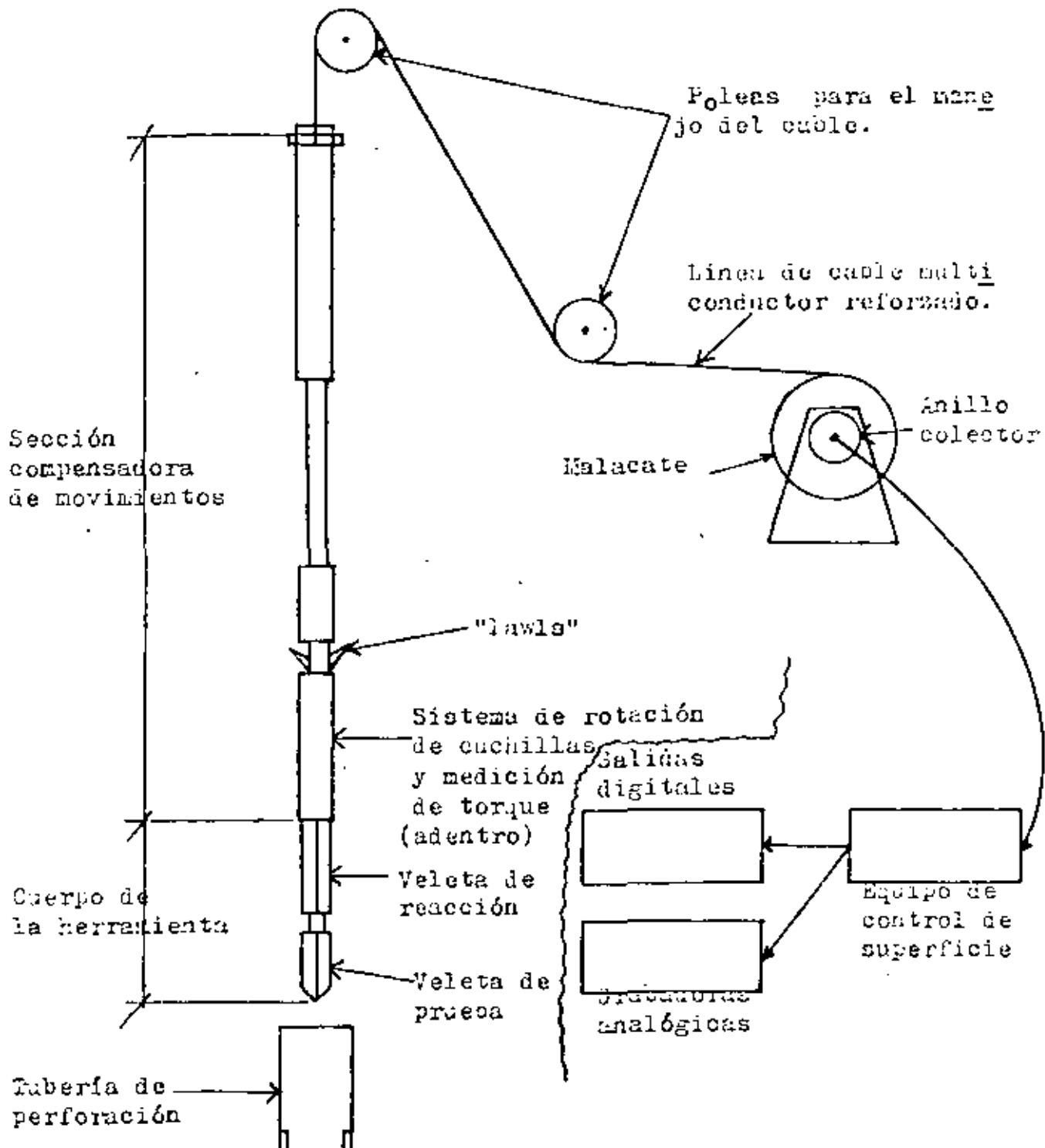


FIGURA 15 : Veleta a control remoto montada en un marco estabilizador lastrado.





**FIGURA 16** : Esquema del equipo de la veleta a control remoto implementada a través de la tubería de barrenación.

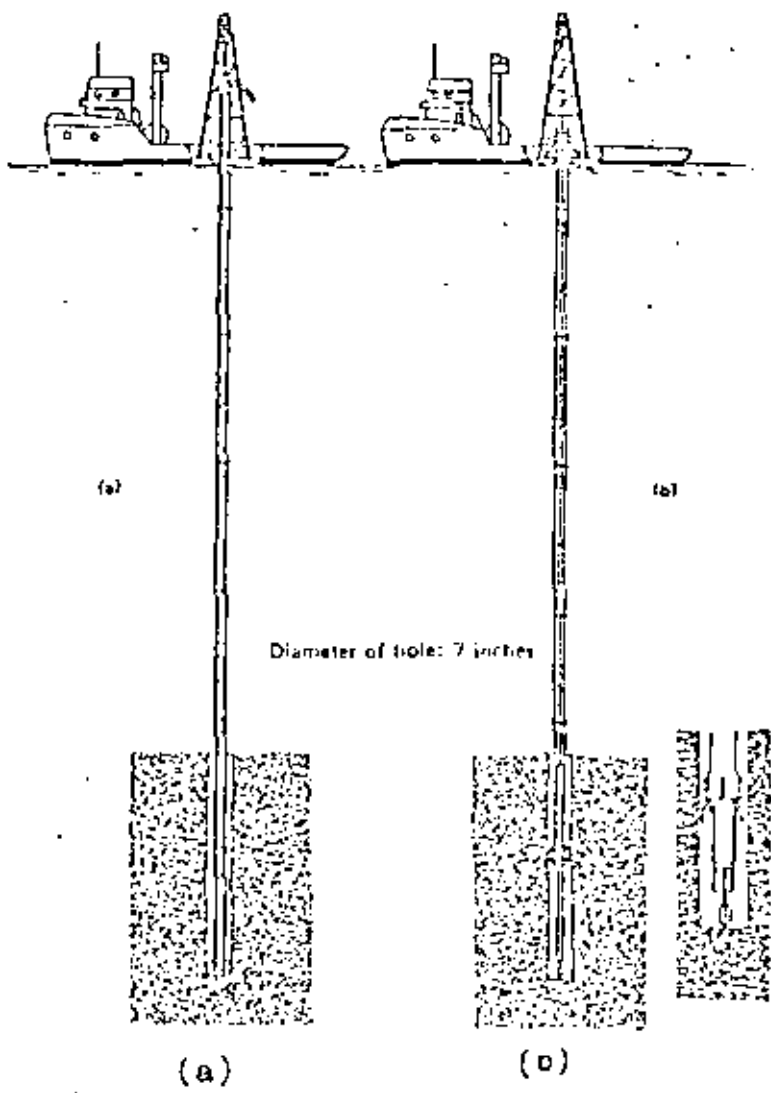
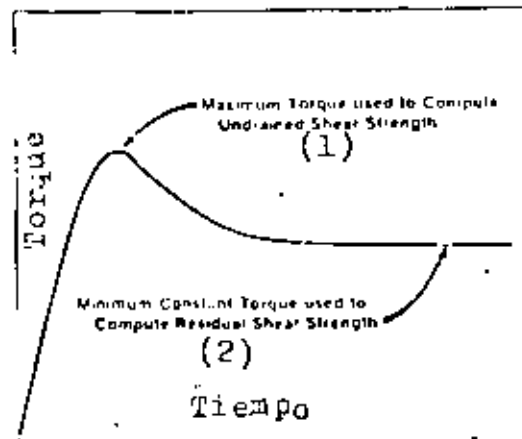
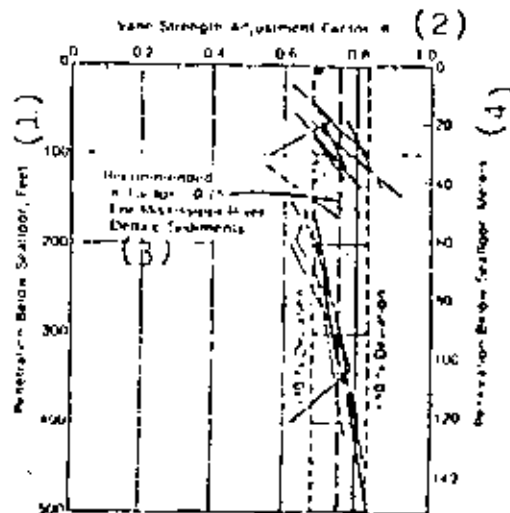


FIGURA 17 : (a) Perforación.  
(b) Prueba de la veleta antes de la penetración.



- (1) Máximo momento usado para calcular el esfuerzo cortante resistente.  
 (2) Máximo torque constante usado para calcular el esfuerzo cortante residual en el suelo.

FIGURA 18 : Curva torque ó momento aplicado vs. tiempo.



- (1) Penetración en ft  
 (2) Factor de ajuste de la veleta (K)  
 (3)  $K=0.75$  recomendado para arcillas deltaicas  
 (4) Penetración en m

FIGURA 19 : Factor de ajuste al valor de esfuerzo cortante proporcionado por la veleta a control remoto.

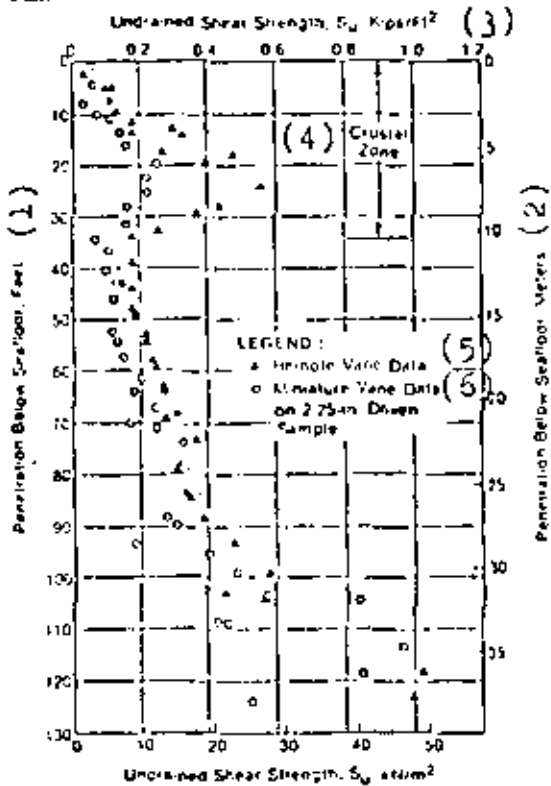


FIGURA 20

- (1) Penetración en ft  
 (2) Penetración en m  
 (3) Esfuerzo cortante no drenado en kips/ft<sup>2</sup>  
 (4) Zona de cortezas  
 (5) Datos de la veleta a control remoto  
 (6) Datos de veleta miniatura sobre muestra de 2.25"  
 (7) Datos de veleta a control remoto x el factor de ajuste de 0.75  
 (8) Datos de veleta miniatura en muestra de 2.25" x el factor de ajuste de 1.10

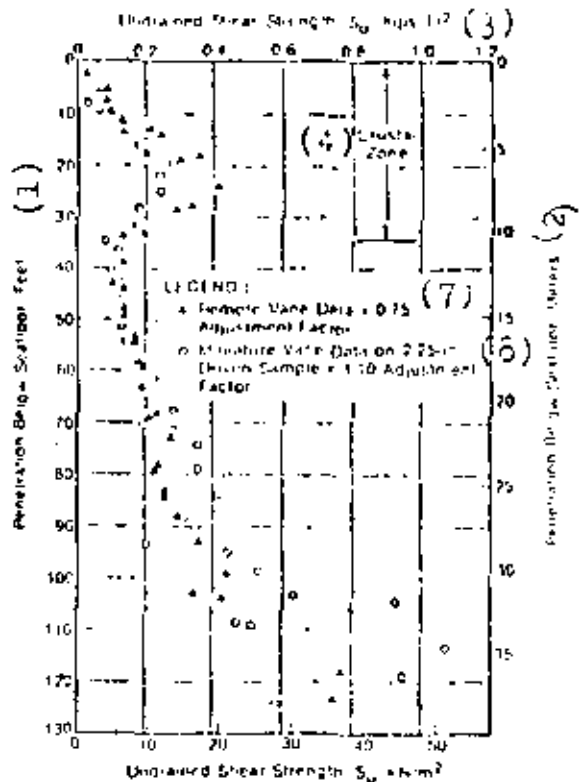
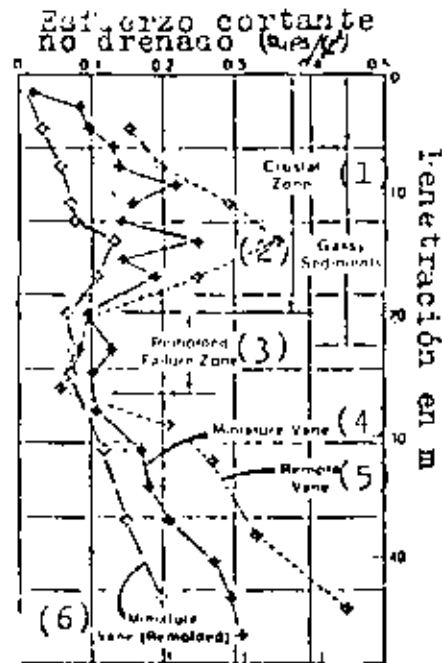


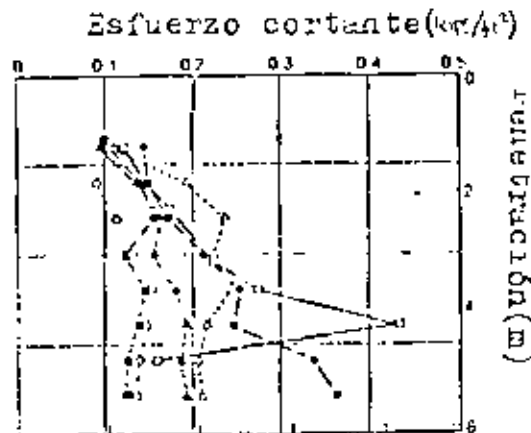
FIGURA 21



Nótese el mejor comportamiento de los datos provenientes de la veleta a control remoto; ésto permite determinar con mayor exactitud los estratos mostrados, todos ellos con riesgos para usarse como apoyo de una estructura.

- (1) Zona de cortezas
- (2) Sedimentos gaseosos
- (3) Zona de falla con material remoldando
- (4) Veleta miniatura
- (5) Veleta a control remoto
- (6) Veleta miniatura sobre material remoldando

FIGURA 22 : Perfil de esfuerzo con zona de cortezas, sedimentos saturados de gas y zona de falla con material remoldado.



Veleta a control remoto.

FIGURA 23 : Variaciones del esfuerzo cortante resistente sobre una cierta área.

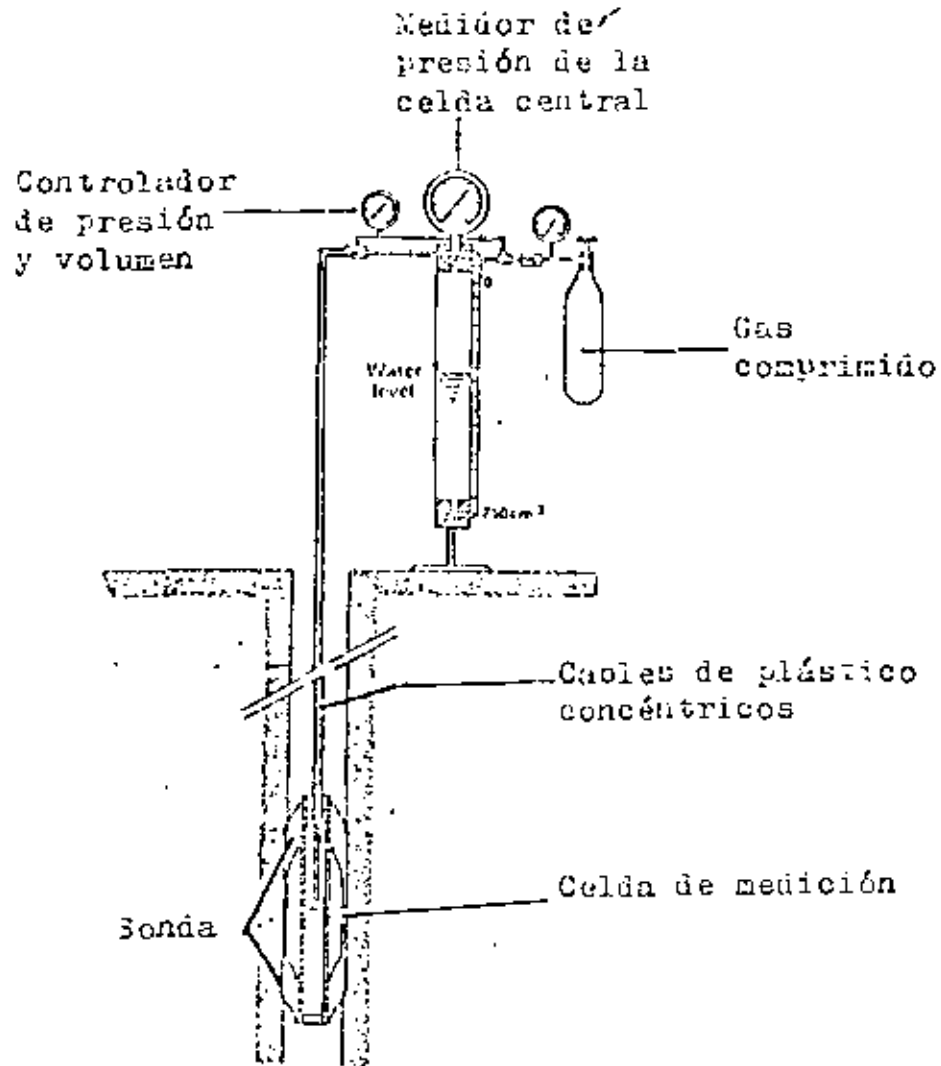


FIGURA 24 : Diagrama funcional del presurímetro de Kenard.

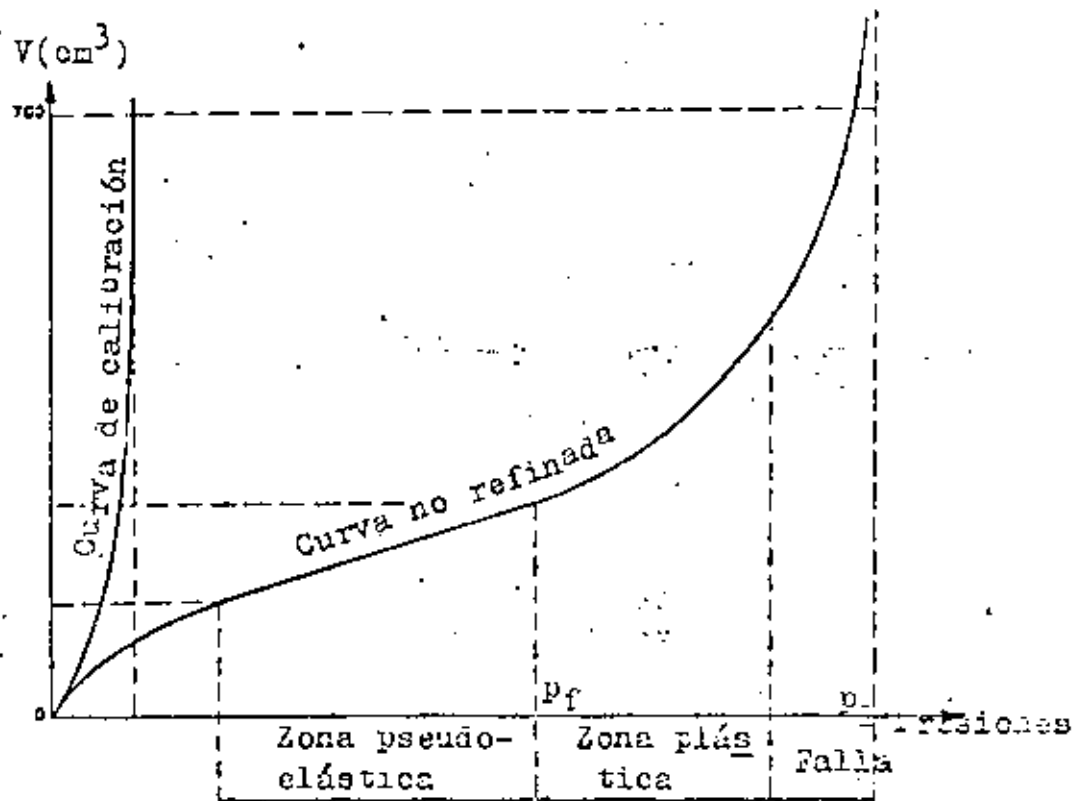


FIGURA 25 : Diagrama típico de un presurímetro.







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

GEOTECNIA MARINA

ANALISIS DE TUBERIAS SUBMARINAS

PROF. J. RAUL FLORES BERRONES  
PROFESOR DE LA DIV. DE EST. SUPERIORES  
DE LA FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM  
NOVIEMBRE, 1982.

JULIO, 1983

# ANÁLISIS DE TUBERÍAS SUBMARINAS

## INDICE

### INTRODUCCION

- 1.- OBJETIVO DEL DISEÑO
- 2.- CONDICIONANTES
- 3.- SELECCION PRELIMINAR DE RUTA
- 4.- CARACTERIZACION DE FENOMENOS DE DISEÑO
- 5.- ANALISIS DE LA LINEA
  - 5.1.- Fuerzas hidrodinámicas
  - 5.2.- Interacción suelo-tubería
    - 5.2.1.- Componente axial
    - 5.2.2.- Componente horizontal
    - 5.2.3.- Componente vertical
- 6.- CONCLUSIONES

## INTRODUCCION

El presente trabajo tiene como objetivo presentar un panorama general de lo que es el diseño de tuberías de conducción submarinas ubicándolo en un contexto lo más real posible. Los grandes recursos petroleros del país, localizados en la plataforma continental y en especial en la llamada Sonda de Campeche, han traído como consecuencia una sorpresiva demanda de ingenieros que conozcan la tecnología y técnica de la mecánica de suelos marinos. Los diferentes tipos de estructuras marinas necesarias para el correcto almacenaje, conducción y explotación del petróleo, requieren de investigaciones geotécnicas que proporcionen los parámetros de diseño adecuados para garantizar la estabilidad de sus cimentaciones o de la estructura en sí, como es el caso de las líneas de conducción.

En este escrito se supone que el lector tiene conocimientos básicos de Geotecnia, ya que, como se verá, la estabilidad de la tubería en el fondo marino depende casi totalmente de las características del suelo de soporte y del circundante.

## 1.- OBJETIVO DEL DISEÑO

Los aspectos geotécnicos que intervienen en el diseño de tuberías submarinas constituyen sólo una de las muchas condicionantes principales. Dichos factores son sumamente interactivos, por lo que el diseño de una línea de tubería debe considerarse como un problema de diseño de un sistema.

Para ello, puede establecerse como objetivo primario del proceso de diseño, la localización y configuración de un conducto, sus terminales y apoyos intermedios de tal forma, que la línea trabaje transportando productos durante su vida útil, combiando los costos más bajos en cuanto a la inversión inicial, la operación y las reparaciones futuras.

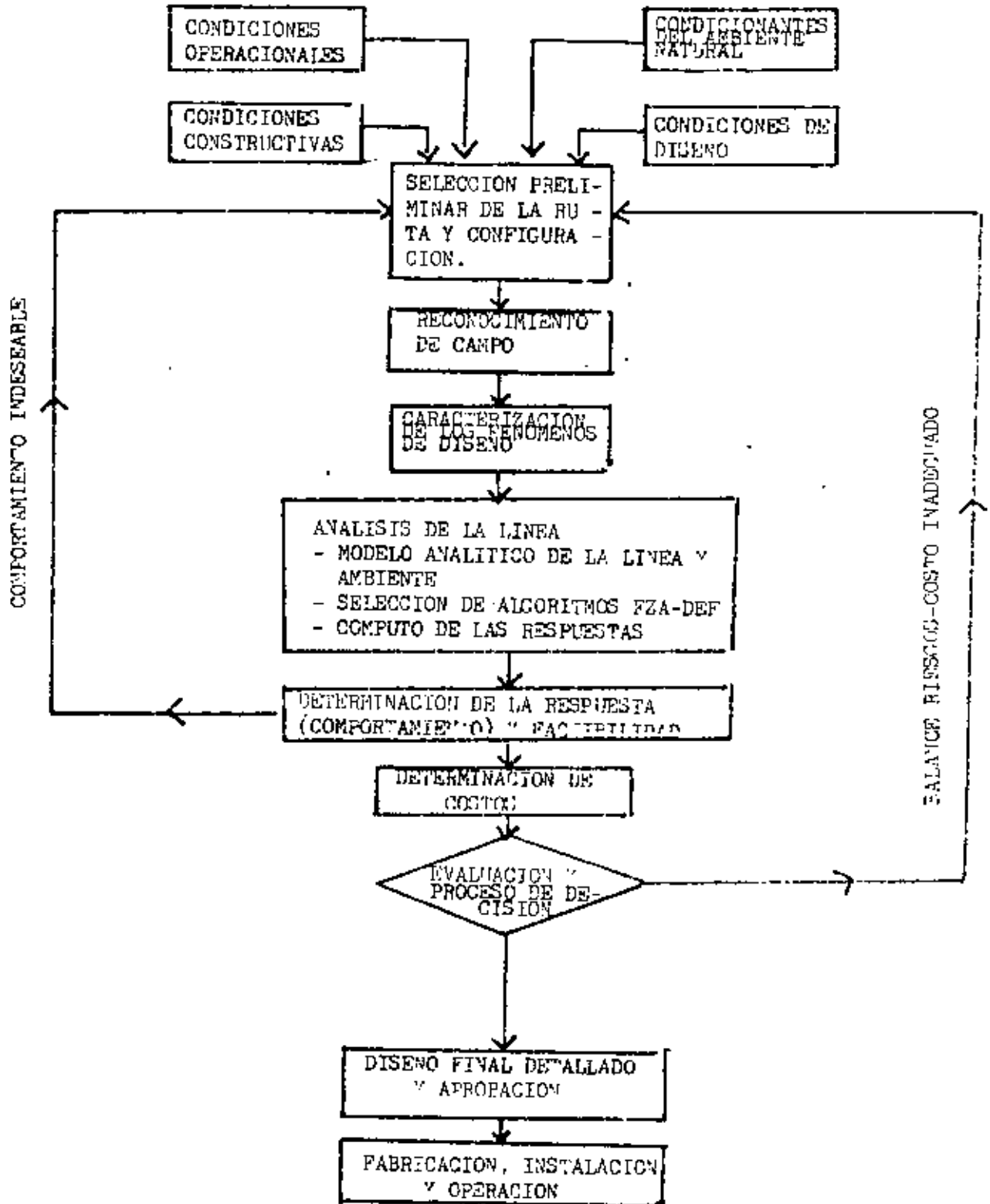
La forma más clara de mostrar el proceso de diseño es sin duda mediante un diagrama de flujo. En la figura 1 se muestra dicho diagrama cuyas etapas se comentan a continuación.

## 2.- CONDICIONANTES

Inicialmente deben ser identificadas todas las condicionantes, las cuales proporcionarán criterios para la selección preliminar de la ruta y su configuración. Pueden identificarse las operacionales: localización geográfica, puntos terminales, requerimientos de flujo, localización de válvulas, juntas y estaciones de bombeo; las del ambiente natural: profundidad del agua, oleaje, sismicidad del área y condiciones del suelo; las constructivas: patios de fabricación, barcazas de tendido (capacidad y disponibilidad), capacidad de los soldadores, clima y finalmente, las condicionantes de diseño: tiempo disponible, guías de diseño y códigos locales, certificados y permisos. En la tabla 1 se ordenan de acuerdo a su género algunos factores que deben tomarse en cuenta.

## 3.- SELECCION PRELIMINAR DE RUTA

El siguiente paso del proceso es la selección de una ruta preliminar que tome en cuenta todo lo anterior. A continuación se debe llevar a cabo un reconocimiento del fondo marino desde puntos de vista: geológico, geofísico, geotécnico y oceanográfico, a lo largo de la ruta propuesta (tablas 2,3 y 4). Todo esto da al diseñador una idea más completa de las perturbaciones o acciones potenciales a lo largo de la línea. La mejor estrategia de diseño será siempre aquella que evite los riesgos, en vez de tratar



PROCESO DE DISEÑO DE TUBERIAS SUBMARINAS

FACTORES QUE INTERVIENEN PARA EL DISEÑO DE UNA TUBERÍA SUBMARINA

CONSTRUCCION	AMBIENTE	OPERACION	DISEÑO	ECONOMIA	EFFECTOS COLATERALES
Equipo de fabricación	Definición de: oleaje	Puntos o conexiones terminales	Métodos de análisis	Costos de: Construcción	Impacta en: Otras instalaciones y operaciones.
		Presiones	Lineamientos para la selección de ruta.	Operación	
Equipo de instalación	Corrientes	Temperatura y corrosividad de los fluidos transportados.	Especificaciones	Falla	El medio ambiente
Material de tubería	Sismos	Mantenimiento	Reglamentos	Reparación	El sistema social y político en caso de falla.
Proceso de soldado	Desplazamientos de fallas.	Reparaciones	Esfuerzos permisibles y factores de seguridad		
Control de calidad	Acción del hielo	Control de escape de fluidos	Tiempo disponible		
Tendido, relleno y protección de la tubería	Tipo de suelo	Probabilidad aceptable de falla	Permisos		
	Tirantes de agua				

TABLA 1

LEVANTAMIENTOS VISUALES Y GEOFISICOS DEL FONDO Y SUELO MARINOS

LEVANTAMIENTO REQUERIDO	TECNICAS APLICABLES	EXTENSION DEL LEVANTAMIENTO	ESPACIAMIENTO Y NUMERO DE PERFILES	CARACTERISTICAS DEL EQUIPO	PRECISION O RESOLUCION
Batimetría	Eco-sonda	Franja de 600m. de ancho centrada en la ruta teórica de la tubería.	1 Perfil central 2 Perfiles laterales a $\pm$ 120m. 2 Perfiles laterales a $\pm$ 300 m.	Frecuencia de 30 a 50 kltz.	Precisión = 1m.
Morfología	Sonar de barrido lateral		2 perfiles a $\pm$ 120m. de la ruta teórica.	Frecuencia = 100 kltz alcance 150m.	Identificación de relieves de aprx. 1m.
	Televisión submarina		En zonas donde se requiera gran detalle.		Identificación de relieves de aprx. 10 cm.
	Magnetómetro		1 perfil central 2 perfiles laterales a $\pm$ 120 m.	Algún instrumento, con alta resolución (= 1 )	Identificación de ganchos, anclas o cables.
Prospección sísmica.	Sparker o Bonner		1 perfil central 2 perfiles laterales a $\pm$ 300 m.	Frecuencia 100 a 1000 Hz. Frecuencia 500 Hz a 4 kHz. Frecuencia 3 a 9 kHz	Resolución = 2 m. Resolución = 1.5 a 2 m. Resolución = 1m.

TABLA 2

INSPECCIÓN GEOTÉCNICA DE SUELOS PARA TENDIDO DE TUBERIAS SUBMARINAS

OPERACION REQUERIDA		COBERTURA DE LA ZONA	NUMERO DE SONDEOS	PENETRA - CION NECE- SARIA(m)	TECNICAS APLI- CABLES	APLICABILIDAD	RESULTADOS BUSCADOS.
Muestras	Suelos poco consolidados o arenas	Franja de 600 m. de ancho centrada en la ruta teorica de la tuberia	1 muestra a cada 1 o 2 km. (dependiendo del criterio geológico)	2 a 3	Muestreador Kullenberg  Vibrocorer	No utilizable en suelos altamente consolidados. Aplicable en suelos consolidados.	Identificación de suelos.
	Fondo rocoso	Las muestras y las mediciones in situ serán localizadas en base a los resultados de la prospección sísmica.	1 muestra por km dependiendo del criterio geológico	5 a 6	Muestreador rotatorio sumergido	Penetración en suelos muy duros y roca	Determinación de propiedades mecánicas
Mediciones in situ ocasionales, en suelos poco consolidados o arenas.			prueba cada 2 o 3 km. (dependiendo del criterio geológico)	2 a 3	Presurímetro que puede ser descargado por un dispositivo Kullenberg, o Penetrometro.		Ayuda particularmente en arenas.

TABLA 3



PRUEBAS IN SITU O EN LABORATORIO

	CARACTERÍSTICAS MEDIDAS DEL SUELO	OBSERVACIONES
Prueba y análisis de muestras	Identificación del tipo de suelo	En suelos arcillosos
	Contenido de agua w Densidad	
	Resistencia al esfuerzo cortante	Inmediatamente a bordo de la embarcación
	Resistencia al esfuerzo cortante no drenada	
Licuefacción (en base a pruebas índice; w)	En laboratorio	
	Coefficientes de fricción entre tubería y suelo (transversal y longitudinalmente)	
Presurímetro Penetrómetro (ocasional)	Presión límite Resistencia de punta Fricción lateral	

TABLA 4

de implementar a la línea para resistirlos. Sin embargo, siendo aquellos de naturaleza aleatoria no siempre es posible elegir una ruta que los evite totalmente, por lo que habrá que tipificar o caracterizar fenómenos representativos. Con dichas acciones de diseño definidas para diferentes tramos, se hará el diseño para cada uno.

#### 4.- CARACTERIZACION DE FENOMENOS DE DISEÑO

El estudio de las cargas sobre las tuberías involucra una comprensión del medio físico donde éstas van a desempeñar sus funciones durante su vida útil. El medio marítimo es complejo en sí además, se dificulta más su dominio debido a que el hombre es eminentemente terrestre. Conviene así identificar, como el comportamiento de dicho medio, puede alterar el funcionamiento de un tubería. Tomando como ejemplo a las corrientes y el oleaje, la figura 2 trata de ilustrar los mecanismos que hacen a estos dos parámetros objeto de consideración.

Teniendo en mente la estabilidad de la tubería, puede decirse que las causas de su alteración son las que provienen de tres fuentes interrelacionadas:

Agua: las olas y corrientes ejercen fuerzas directas de elevación (lift), arrastre (drag) e inercia. Las características de éstas están influenciadas hasta cierto punto la topografía del fondo. También pueden producir efectos dinámicos debido a vórtices y remolinos.

Interacción agua-suelo: la socavación provoca que la tubería trabaje a flexión por el peso propio; inestabilidades en el suelo inducidas por las olas y movimientos y desplazamientos del fondo marino por la misma causa.

Suelo: Las tuberías están sujetas a cargas impuestas por el suelo y empujes pasivos cuando se dan movimientos diferenciales entre la línea y el suelo circundante. Estas situaciones son provocadas por flujos de suelos inducidos por la gravedad, por fallas asociadas a reblandecimientos súbitos, movimientos sísmicos, fallas activas y licuación de arenas.

Obviamente, la información directa de campo es la mejor para la selección de parámetros de diseño. Las tormentas costeras pueden generar olas de 10.7 a 12.2 m.de altura, la cual depende de la velocidad del vien-

## MECANISMOS Y EFECTOS DE LAS PERFORACIONES

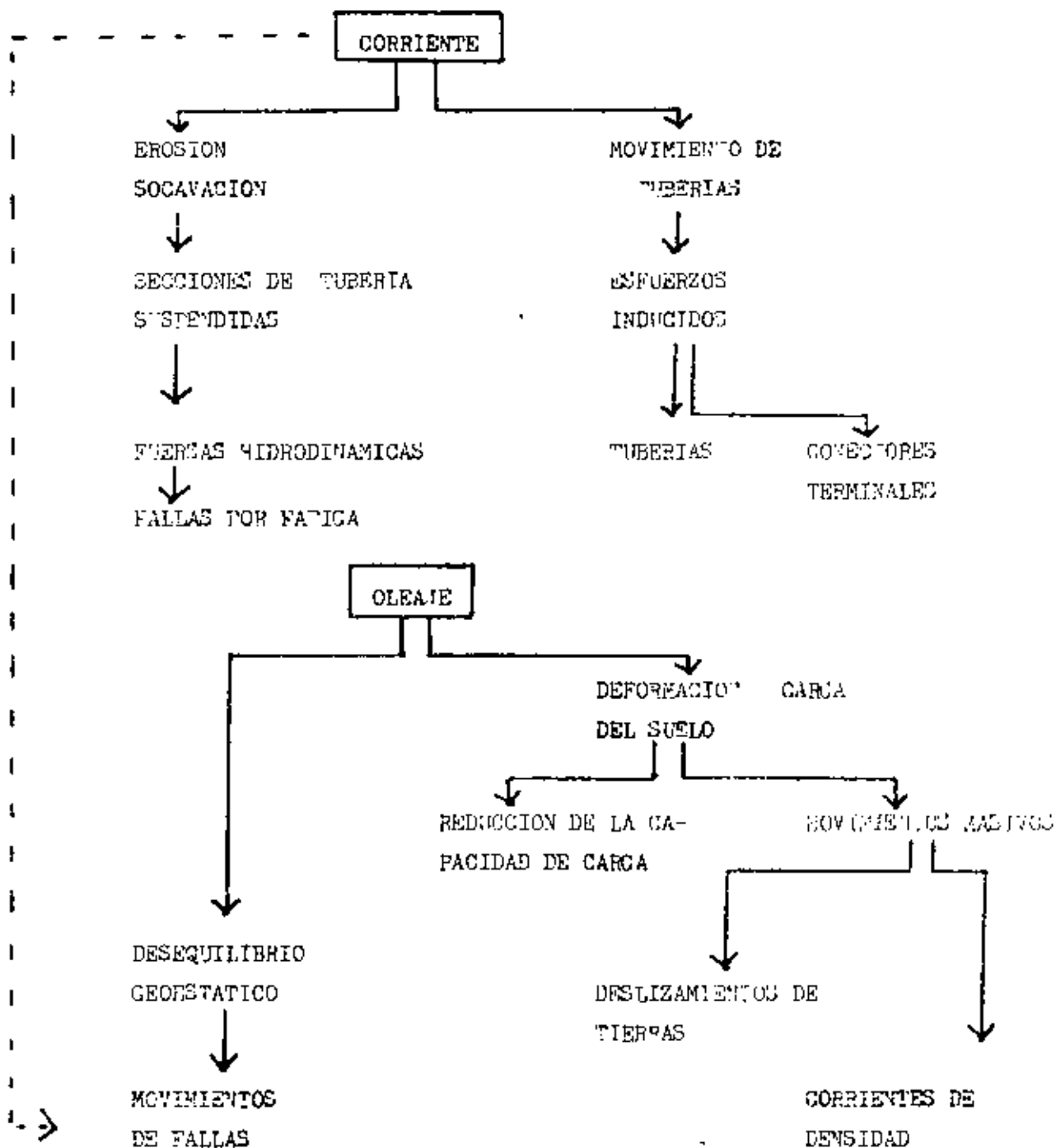


FIG 2

to durante un período de tiempo determinado y la longitud del "fetch". Las tormentas dan lugar también, a fuertes corrientes que han llegado a tener una velocidad mayor a 1m/s a una profundidad de 40 m. (huracán Camille).

Para la definición de deslizamientos y flujos de lodo se requiere la magnitud (ancho, longitud y espesor) de los flujos esperados y la resistencia del suelo o la viscosidad y densidad del fluido y velocidades esperadas; en el caso de fallas: resistencia y desplazamientos del suelo; para expansiones de suelo: cantidad y velocidad de la expansión y resistencia del suelo; para definir la flotabilidad y la licuación: magnitud de la zona susceptible de licuarse y de las densidades del suelo <sup>por</sup> licuado<sup>o</sup>; por último para caracterizar los efectos de socavación, oleaje y corrientes (arrastre, elevación, inercia) y vórtices y remolinos: velocidades inducidas por olas y corrientes, granulometría del suelo y susceptibilidad a la erosión, magnitud de las posibles socavaciones, fuerzas de elevación, inercia y arrastre (coeficientes  $C_l$ ,  $C_m$  y  $C_d$ , aspereza de la tubería), frecuencia de vórtices y frecuencias naturales de la tubería "puenteada".

Todo lo anterior se consigue mediante estudios geológicos, geofísicos, geotécnicos y oceanográficos. Sin embargo, pocas veces el diseñador cuenta con toda la información y se ve obligado a completarla con la información estadística u modelos analíticos de pronóstico y simulación.

A menudo, es difícil localizar exactamente la zona de inestabilidad o esta aun no se manifiesta. En tales casos, el diseñador depende en gran medida de las predicciones analíticas y debe diseñar secciones específicas para las cargas "de diseño".

## 5.- ANALISIS DE LA LINEA

### 5.1.- Fuerzas Hidrodinámicas.-

Las olas inducen velocidades en el agua del fondo, incrementadas por las corrientes, que pueden ejercer fuerzas de consideración en tuberías en zonas de aguas bajas. En el diseño de tuberías, las fuerzas hidrodinámicas se consideran con tres componentes: inercia, arrastre y elevación o ascensional. Los vórtices y remolinos inducen esfuerzos cuando un tubo flexible se somete a vibración.

La ecuación comúnmente usada por ingenieros por el cálculo de fuerzas debidas a oleaje es la ecuación de Morison que se basa en la suma de los

Similantemente, Ali (1968) encontró para el mismo modelo que Esquivel-Díaz, enterrado en bentonita suave, deformaciones de falla entre 0.4 y 0.8 pulg.

Ya que no se conoce a qué grado afectan la escala y forma del modelo los resultados anteriores, se propone tentativamente que las deformaciones últimas obtenidas por Esquivel-Díaz y Ali se afecten por un factor en la forma siguiente:

$$Z_{\text{tubería}} = Z_{\text{modelo}} \cdot \frac{1}{3} \frac{L_{\text{modelo}}}{L_{\text{tubería}}}$$

En la práctica ingenieril ha sido usada también una deformación última de  $0.04H$ , siendo  $H$  la profundidad a la que se encuentra enterrada la tubería (Thomas, 1978).

En los algoritmos anteriores se tienen parámetros de entrada que incluyen márgenes que difieren de la realidad en más o en menos. La fuerza cortante resistente (no drenada), reportada de investigaciones, es generalmente menor que la que se tiene in situ, debido a la alteración de las muestras. Para problemas de capacidad de carga, lo anterior resulta conservador, pero para el cálculo de cargas debidas al flujo de suelos resulta más bien atrevido dicho valor.

## 6.-CONCLUSIONES

Dependiendo de las zonas que una línea atraviese, existirán diferentes acciones con diferentes intensidades. Para un diseño adecuado deberá decidirse con qué métodos se pretende proteger la tubería. Enterrarla, por ejemplo, tiene efectos benéficos en cuanto a fuerzas hidrodinámicas, socavación, flotación y deslizamiento de laderas submarinas, cuando la línea está pendiente abajo de la zona de flujo potencial, pero por otro lado, trae efectos contraproducentes ante expansiones de suelo, sismos y movimiento de fallas. Las fuerzas sísmicas en tuberías son proporcionales al confinamiento de la línea, si ésta está en la superficie, dichas fuerzas se minimizan.

El diseño de las líneas submarinas está basado en forma muy importante en resultados empíricos y en la experiencia. Existen problemas de condiciones dinámicas y otros como cargas cíclicas, velocidad de aplicación de cargas, anisotropía, tendido de la tubería, efectos de

la excavación y relleno de zanjas, etc., que necesitan ser considerados. Todo ésto y el hecho de que la construcción de líneas enterradas es sumamente cara y de que eventuales fallas en la tubería requieren de costosas reparaciones además de que implican fuertes pérdidas de producción, justifican mayores esfuerzos de investigación en esta disciplina.

Por último, insistiendo una vez más para no olvidar el contexto en que los proyectos de líneas submarinas están inscritos, se presenta un cuadro debido a Funge y Juran, en el que se muestra el daño potencial y su probabilidad de ocurrencia en forma cualitativa, como causa de perturbaciones de diferentes orígenes. Según ésta, el ingeniero en geotécnia marina ha desempeñado bien su papel, sin embargo, esto no invalida la necesidad de desarrollar teorías más adecuadas y métodos más confiables.

DAÑOS POTENCIALES DEBIDOS A	DAÑO POTENCIAL			PROBABILIDAD DE OCURRENCIA	
	EXTENSO	MODERADO	MEJOR	MAXIMA PROBABILIDAD OCURRENCIA ESPERADA	POCO PROBABLE
Corrosión externa*	+			+	
Tirante de agua					
Oleaje					
Corrientes		+			
Yareas					
Viento					
Efectos termales y hielo			+		+
Abrasión y desgaste			+		+
Huracanes	+				+
Tormentas severas	+				+
Sismos	+				+
Transporte de suelos			+	+	
Erosión			+	+	
Fenómenos del fondo			+	+	
Accidentes navales*	+			+	
Arrastre de anclas*	+			+	
Pesca	+				+
Dragado		+			+
Descarga de desperdicios		+			+
Errores del operador			+	+	
Equipo inadecuado	+			+	
Equipo en malas condiciones	+			+	
Vandalismo	+				+
Sabotaje	+				+
Corrosión interna	+			+	
Explosión	+				
Fuego	+				+
Daño inadvertido durante la construcción		+		+	
Deficiencias de materiales		+			+
Deficiente control de cali- dad		+			+
Coefficientes de diseño			+		+

\* Estadísticamente los más frecuentes.

## BIBLIOGRAFIA

- 1) Audibert, J.K.E.; Iai, K.W.; Bea, R.G. "Design of Pipelines to Resist Sea Bottom Loads and Constraints."
- 2) Audibert, J.K.E.; Iai, K.W.; Bea, R.G. "Design of Pipelines to Resist Seafloor Instabilities and Hydrodynamic Forces" ASME Publication 78-Pet-37.
- 3) Bea R.G.; Audibert, J.K.E. "Geotechnical Problems in Design of Offshore Pipelines". Memorias del Simposio Internacional de Mecánica de Suelos Marinos, Vol. 1, México, 1980.
- 4) Hunge, William; Juran, David, "Submarine Pipeline Hazards and Counter measures". (Artículo).
- 5) Reifel, Michael D. "Storm Related Damage to Pipelines, Gulf of México".
- 6) Jerry L. Macherohl. "Pipelines in the Coastal Ocean".
- 7) P. Letirant. "Soil Reconnaissance and Offshore Soil Mechanics for the Installation of Petroleum Structures". Institute Francaise de Petrole. English Translation. 1979 Paris, France.







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

**GEOTECNIA MARINA  
INSTALACION DE PILOTES EN EL LECHO MARINO**

**CONTENIDO:**

1. GENERALIDADES
2. ESTRUCTURAS Y COMPORTAMIENTO DE LOS PILOTES
3. ALGUNAS IDEAS TEORICAS

**ING. RICARDO CAMPOS CAMPOS**

**JULIO, 1983**

ANALISIS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS DE PLATAFORMAS  
MARINAS.

CONTENIDO:

- 1.- GENERALIDADES.
- 2.- CRITERIOS Y RELACIONES EMPIRICAS.
- 3.- ARTICULOS.
- 4.- HOJAS DE CALCULO.

## 1.- GENERALIDADES.



Esquemas del comportamiento general de un pilote.

Capacidad axial de carga última a tensión:

$$(Q_t)_u = (A_l)(f_t) + W_p \dots \dots \dots (4.2.1)$$

Donde:

$f_t$  = fricción unitaria en la pared externa del pilote,

$A_l$  = área lateral externa del pilote,

$W_p$  = peso propio del pilote. ( con o sin tapón de suelo )

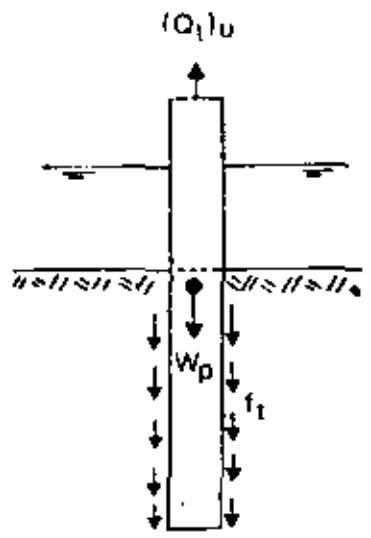


Fig. 4.2.1. Pilote a tensión.

Capacidad axial de carga última a compresión:

$$(Q_c)_u = (Q_{fc}) + (Q_{pi})_u - W_p \dots \dots \dots (4.2.2)$$

$$(Q_c)_u = (A_l)(f_c) + (Q_{pi})_u - W_p \dots \dots \dots (4.2.3)$$

siendo:  $(Q_{pi})_u \leq Q_{fi} = A_l' \cdot f_i$

$$(Q_{pi})_u = A_p \cdot q_p \dots \dots \dots (4.2.4)$$

Donde:

$f_c$  = fricción unitaria en la pared externa del pilote,

$f_i$  = fricción unitaria en la pared interna del pilote,

$A_l'$  = área lateral interna del pilote. Casi igual a  $A_l$ .

$A_p$  = Area atribuida a la punta del pilote.

$q_p$  = capacidad de carga unitaria en la punta.

$(Q_{fi})$  = resistencia por fricción integrada en la pared interna del pilote.

$W_p$  = peso propio del pilote, exclusivamente.

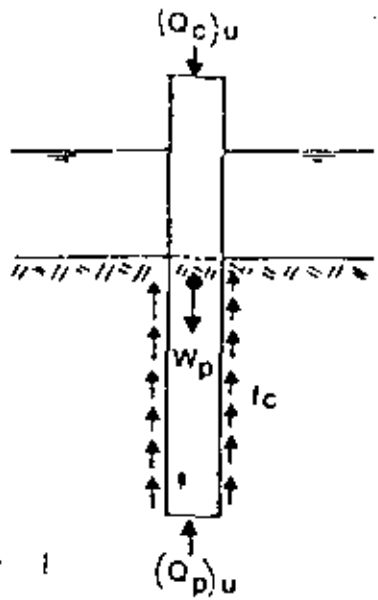


Fig. 4.2.2. Pilote a compresión.

Comportamiento esfuerzo-deformación bajo carga lateral. (curvas P-Y):

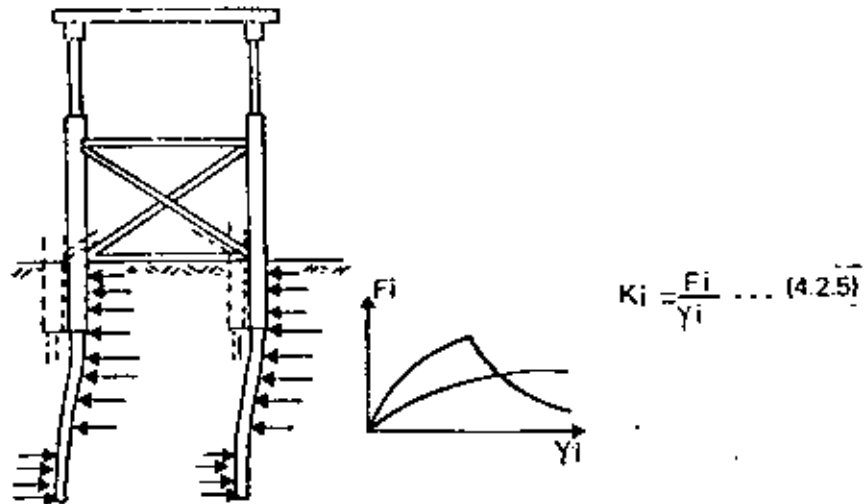


Fig. 4.2.3. Reacciones laterales y deformaciones.

Comportamiento esfuerzo-deformación bajo carga vertical (curvas T-Z):

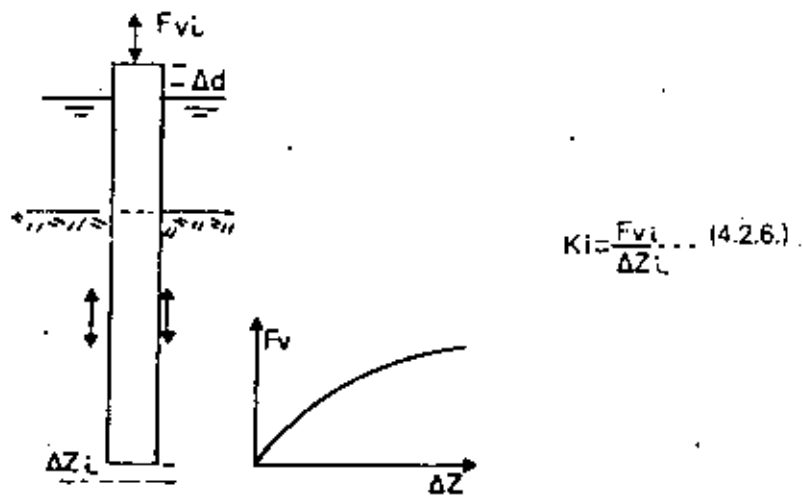
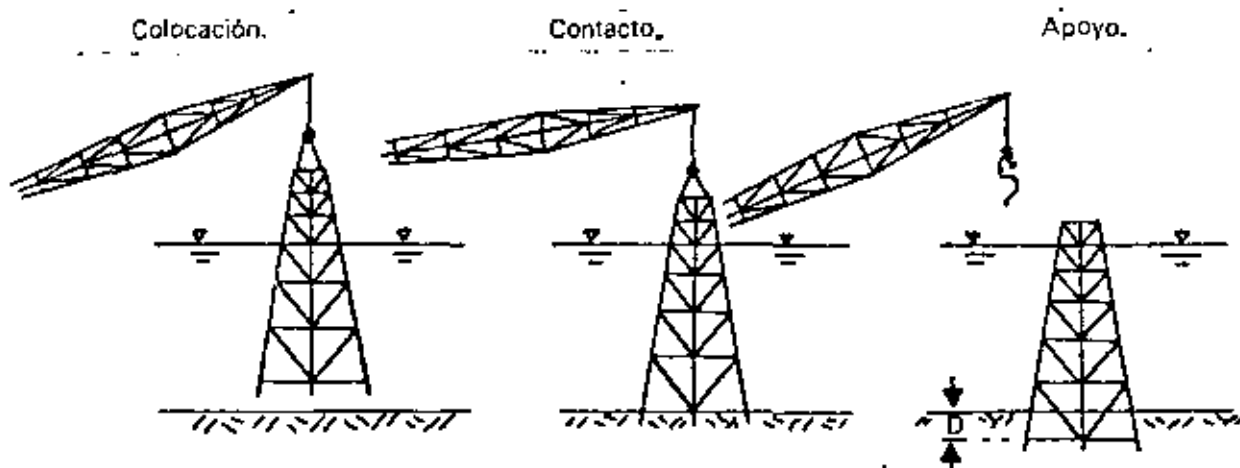


Fig. 4.2.4. Reacción vertical y deformaciones.

#### 4.2.4. Capacidad de carga superficial del lecho marino para el apoyo provisional de la sub-estructura.

Cuando la sub-estructura es apoyada directamente en el lecho marino y queda lista para que se inicie el hincado de los pilotes, la estabilidad provisional de la misma proporcionada por la capacidad de carga del lecho marino es fundamental en esta etapa. Por lo tanto, es necesario calcular tal capacidad de carga superficial de acuerdo a los elementos de apoyo existentes en la base de la sub-estructura. Estos pueden presentar una gran variedad de arreglos y formas según el diseño que se adopte. Algunas de estas distribuciones se presentan en la figura 4.2.30.

Es en la etapa de colocación de la sub-estructura sobre el lecho marino, donde las predicciones en relación al comportamiento de los tramos de pilote durante su hincado dejan sentir su gran importancia, ya que la estabilidad provisional que ofrezca superficialmente el lecho marino puede estar tan limitada con respecto a las variantes de carga que presente la operación de instalación, que una falla en la profundidad de equilibrio del primer tramo de pilote, cuando ésta es escasa, puede ocasionar que dicho tramo se cuelgue materialmente de la pata correspondiente y haga fallar al suelo resistente provocando con esto la inclinación de la sub-estructura y con ello, la complicación de la maniobra general y a veces el fracaso total de la etapa. En la figura 4.2.29 se ilustra esquemáticamente la deposición de la sub-estructura sobre el lecho marino durante su instalación.



4.2.29. Deposición de la sub-estructura en el lecho marino.



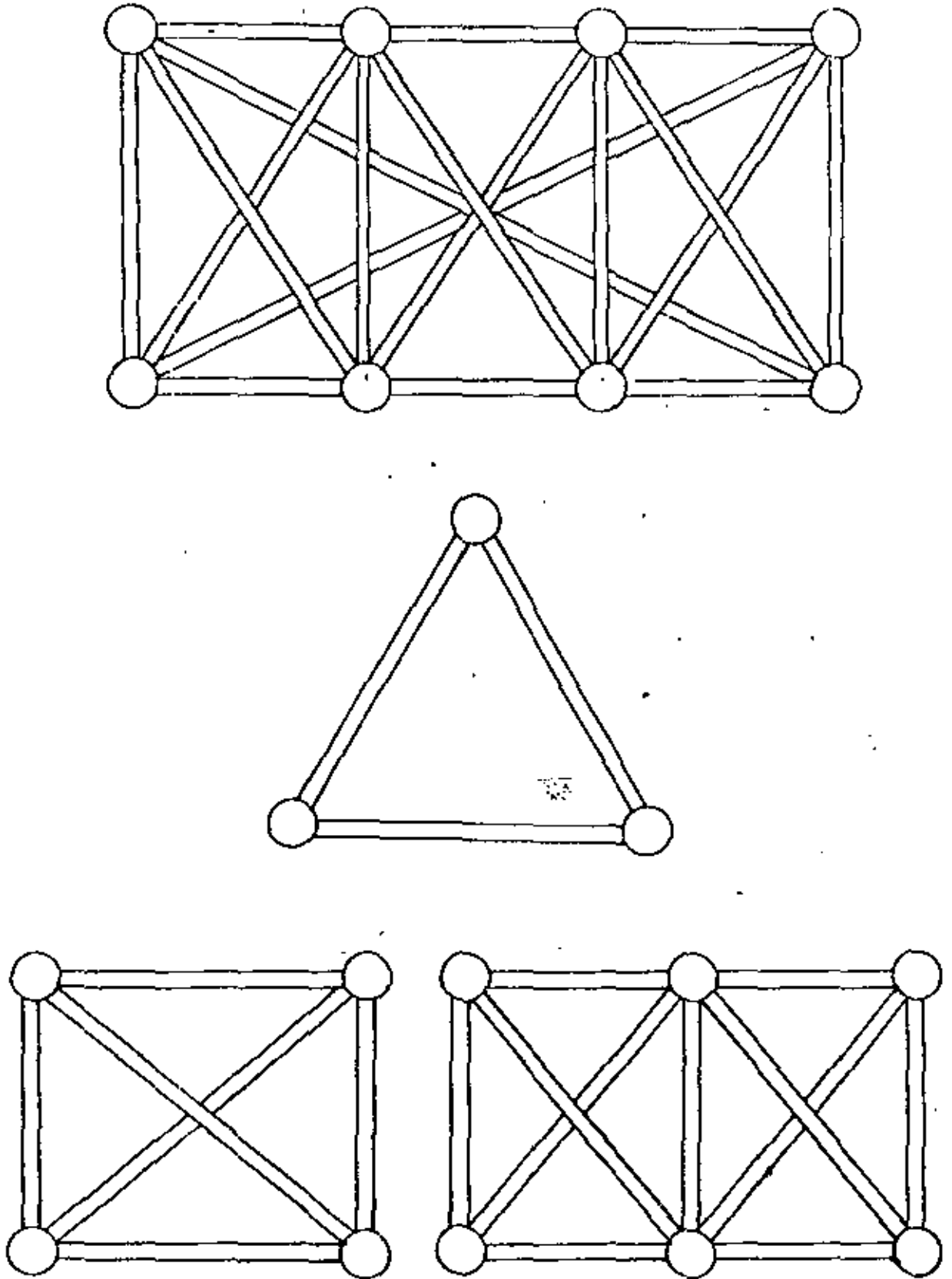


Fig. 4.2.30. Algunos arreglos de elementos de contacto.

En la figura 4.2.29 se resalta el hecho de que generalmente el apoyo superficial de la sub-estructura se alcanza después de que los elementos de apoyo en su base han penetrado cierta distancia  $D$  dentro del lecho marino, la cual puede ser de unos cuantos centímetros o de varios metros de acuerdo a la resistencia de los materiales superficiales del suelo. Lo anterior obliga al cálculo de la capacidad de carga por superficie del lecho marino desde el piso propiamente dicho hasta una profundidad un poco mayor que  $D$ .

El cálculo de la capacidad de carga superficial debe realizarse de acuerdo a las formas y arreglos de los elementos de apoyo. Generalmente, se calcula tal capacidad considerando el ancho  $d$  de los tubos de liga entre las patas de la sub-estructura que quedan en contacto con el suelo. Si de esta manera la estabilidad por contacto superficial no queda garantizada, se deberán proyectar placas de apoyo adicional donde la capacidad de carga variará de acuerdo a la geometría de las mismas. La figura 4.2.31 muestra un ejemplo de la distribución de estas placas en uno de tantos arreglos de apoyo superficial que pueden existir en la práctica.

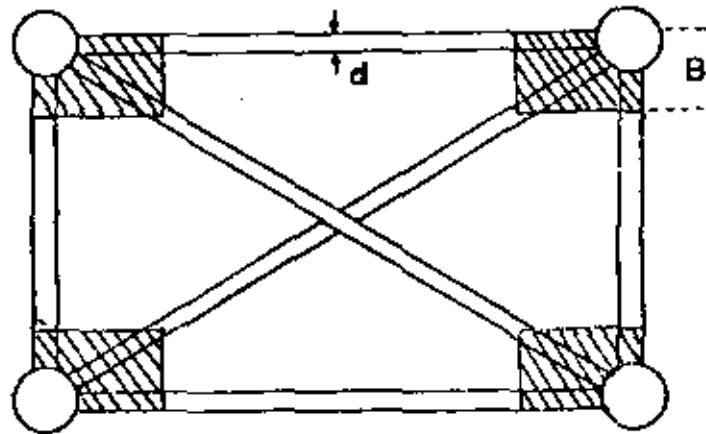


Fig. 4.2.31. Placas de contacto adicional.

Para el cálculo de la capacidad de carga se deben conocer los parámetros de resistencia del suelo desde la superficie hasta una profundidad que puede variar de 1 a 4 metros generalmente.

Si las capas superficiales del suelo marino lo constituyen arcillas, la resistencia al corte que se toma en cuenta en los cálculos, es la resistencia al corte no drenada alterada por distorsiones importantes y generalmente se acepta como  $c' = \frac{2}{3} c$ .

Donde:  $C$  = resistencia al corte no drenada promedio en condiciones inalteradas.

La expresión que da la capacidad de carga por unidad de área es:  $q_u = \frac{c' \cdot N_c + \bar{\sigma}_z}{F \cdot S}$  ... (4.2.34)

Donde:  $N_c = 5.14 (1 + 0.2 D/d) \leq 9$ , y  $F \cdot S = 2$ , según las recomendaciones del American Petroleum Institute.

Se recomienda proporcionar los resultados de este análisis en forma gráfica, tal y como lo muestra la figura 4.2.32.

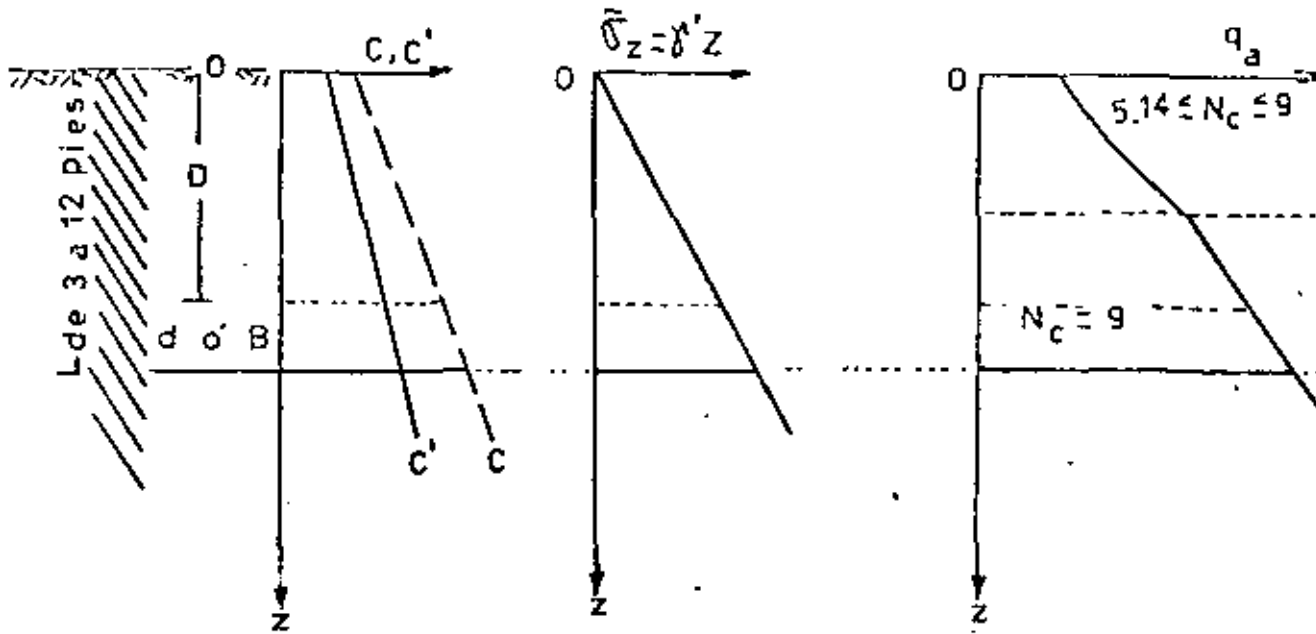


Fig. 4.2.32. Resultado gráfico del análisis de capacidad de carga del lecho marino constituido por arcillas.

Si el material superficial del sub-suelo marino lo constituyen arenas, el criterio de cálculo de la capacidad de carga que se recomienda es el de K. Terzaghi para cimientos de ancho  $d$  o  $B$  en falla local, cuya expresión numérica general es:

$$q'_d = \frac{2}{3} c \cdot N_c + \gamma'_m \cdot D_f \cdot N_q + 0.50 \gamma'_m d \cdot N_T \dots \dots \dots (4.2.55)$$

Por lo que la capacidad de carga admisible será:  $q_a = \frac{q'_d}{F.S.} \dots \dots \dots (4.2.56)$

Donde: F.S. tiene un valor entre dos y tres.

En la figura 4.2.33, se presentan las variaciones de los factores de carga en falla local según K. TERZAGHI.

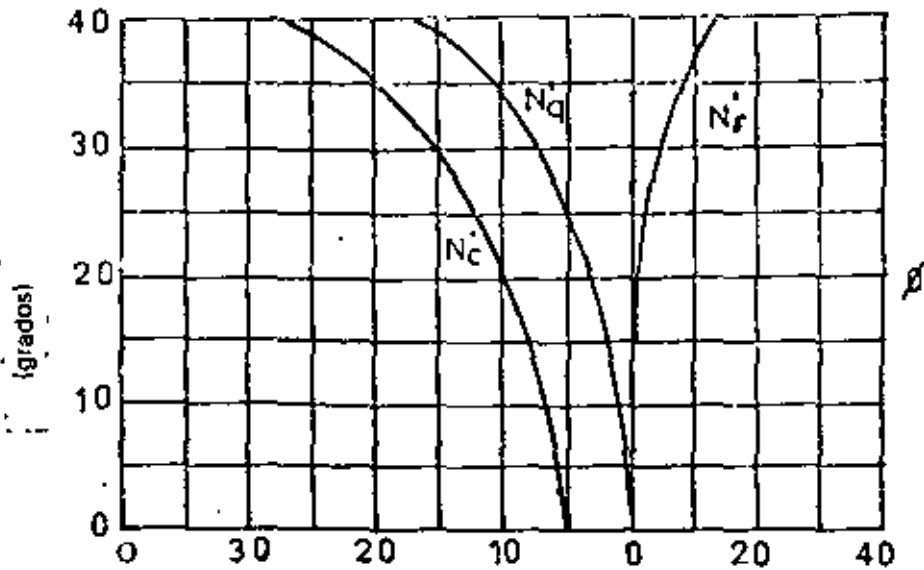


Fig. 4.2.33 Factores de carga en falla local de K. Terzaghi.

En la figura 4.2.34, se presentan esquemáticamente los resultados de este análisis, de acuerdo a una forma recomendable.

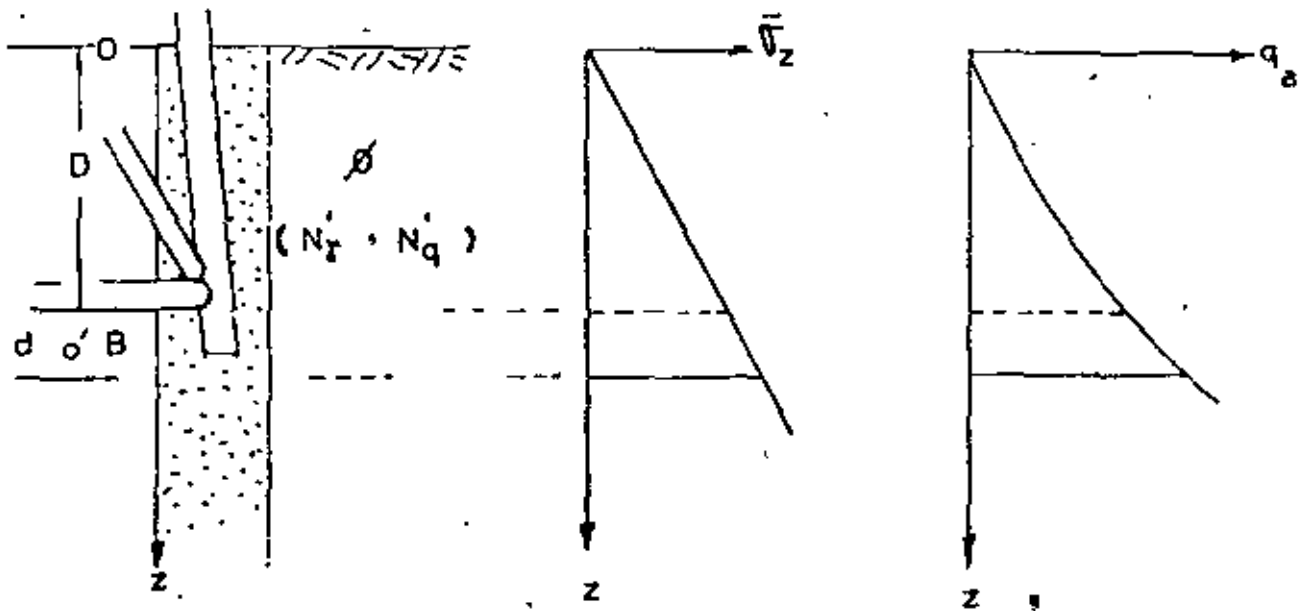


Fig. 4.2.34. Resultado gráfico del análisis de capacidad de carga del lecho marino constituido por arenas.

2.- CRITERIOS Y RELACIONES EMPIRICAS.

# DENSIDAD RELATIVA, CONSISTENCIA Y CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES DE LOS SUELOS

## SUELOS DE GRANO GRUESO (Cuyo mayor parte queda retenido en la malla No. 200)

Incluye (1) gravas limpias y arenas descritas como finas, medias o gruesas, según la distribución de tamaños de grano; (2) arenas y gravas limosas o arcillosas; (3) suelos de grano fino de baja plasticidad (PI<10), como limos arenosos. El tipo de suelo se clasifica según la densidad relativa determinada por pruebas de laboratorio o estimada a partir de la resistencia a la penetración del muestrador.

<u>Término Descriptivo</u>	<u>Resistencia a la Penetración*</u>	<u>Densidad Relativa</u>
Suelto	0 - 10	0 a 40 %
Medio Denso	10 - 30	40 a 70 %
Denso	30 - 50	70 a 90 %
Muy Denso	más de 50	90 a 100 %

\* Golpes/pla, martillo #140, caída 30".

## SUELOS DE GRANO FINO (cuyo mayor parte pasa por la malla No. 200)

Incluye (1) limos y arcillas inorgánicas y orgánicas; (2) arcillas arenosas, gravosas o limosas; (3) limos arcillosos. La consistencia se clasifica según la resistencia al corte indicada por las lecturas del penetrometro o por pruebas de compresión simple para suelos con PI<10.

<u>Término Descriptivo</u>	<u>Resistencia al corte en suelos cohesivos (Tons/pla<sup>2</sup>)</u>
Muy blanda	Menos de 0.125
Blanda	0.125 a 0.25
Poco firme	0.25 a 0.50
Firme	0.50 a 1.00
Muy firme	1.00 a 2.00
Duro	2.00 ó más.

NOTA: LAS ARCILLAS FISURADAS Y CON SUPERFICIES DE FALLA (del tipo *shrinked*) PUEDEN TENER MENOR RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE DE LA QUE SE MUESTRA ARRIBA DEBIDO A LA PRESENCIA DE LOS PLANOS DE DEBILIDAD O GRIETAS DE CONTRACCION. LAS CLASIFICACIONES DE LA CONSISTENCIA PARA TALES SUELOS SE BASAN EN LECTURAS DE PENETROMETROS MANUALES.

## TERMINOS QUE CARACTERIZAN LA ESTRUCTURA DEL SUELO

Laminar:	del espesor de un papel	Floculado:	Perteneciente a suelos cohesivos que exhiben una textura suelta o estructura laminar.
Lenta:	Capas de 1/8" - 3" de espesor.	Sickenidad:	Con pinnos de debilidad inclinadas, resbaladizas y brillantes.
Capa:	más de 3"	<u>GRADO DE DESARROLLO DE LAS SUPERFICIES DE FALLA (intersección)</u>	
Agrietada:	Con grietas de contracción, frecuentemente líneas de limo o grano fino; usualmente más o menos vertical	Ligero:	Las superficies de falla se presentan a intervalos de 1'-2'; el suelo no se rompe fácilmente a lo largo de estos planos.
Sensitivo:	Perteneciente a suelos cohesivos sujetos a pérdida apreciable de resistencia al remoldearlos.	Mediado:	Las superficies de falla están espaciadas a intervalos de 1'-2'; el suelo se rompe fácilmente a lo largo de estos planos.
Intercalada:	Compuesta de capas alternas de diferentes tipos de suelos.	Extrema:	Las superficies de falla continuas e interconectadas, espaciadas a intervalos de 4"-12"; el suelo se rompe a lo largo de las superficies de falla en piezas de 3"-6" de tamaño.
Lamiada:	Compuesta de capas delgadas de diferente color y estructura.	Intenso:	Las superficies de falla están espaciadas a intervalos de menos de 4" y continuas en todas direcciones; el suelo se rompe a lo largo de planos en módulos de 1/4" - 2" de tamaño.
Calcárea:	Con cantidades apreciables de carbonato de calcio.		
Bien graduada:	Con amplio rango en tamaños de grano y cantidades sustanciales de todos los tamaños intermedios de partículas.		
Mal graduada:	Con un tamaño de grano predominante, o con un rango de tamaños en el que falta un tamaño intermedio.		

PARA SUELOS GRANULARESPESOS VOLUMETRICOS (Lb./pie<sup>3</sup>)  
SUMERGIDOS.

COMPACIDAD	NUMERO DE GOLPES ( golpes/pie )	DESCRIPCION DEL MATERIAL			
		Limo	Limo Arenoso	Arena Limosa & Arcillosa	Arena Limpia
MUY SUELTO	Menor que 5	32	38	44	50
SUELTO	Entre 5 y 10	36	42	48	54
MEDIO DENSO	Entre 10 y 30	40	46	52	58
DENSO	Entre 30 y 50	44	50	56	62
MUY DENSO	Mayor que 50	48	54	60	66

DENSIDAD RELATIVA

K1

( Lbs / pulg<sup>3</sup> )

SUELTO

20

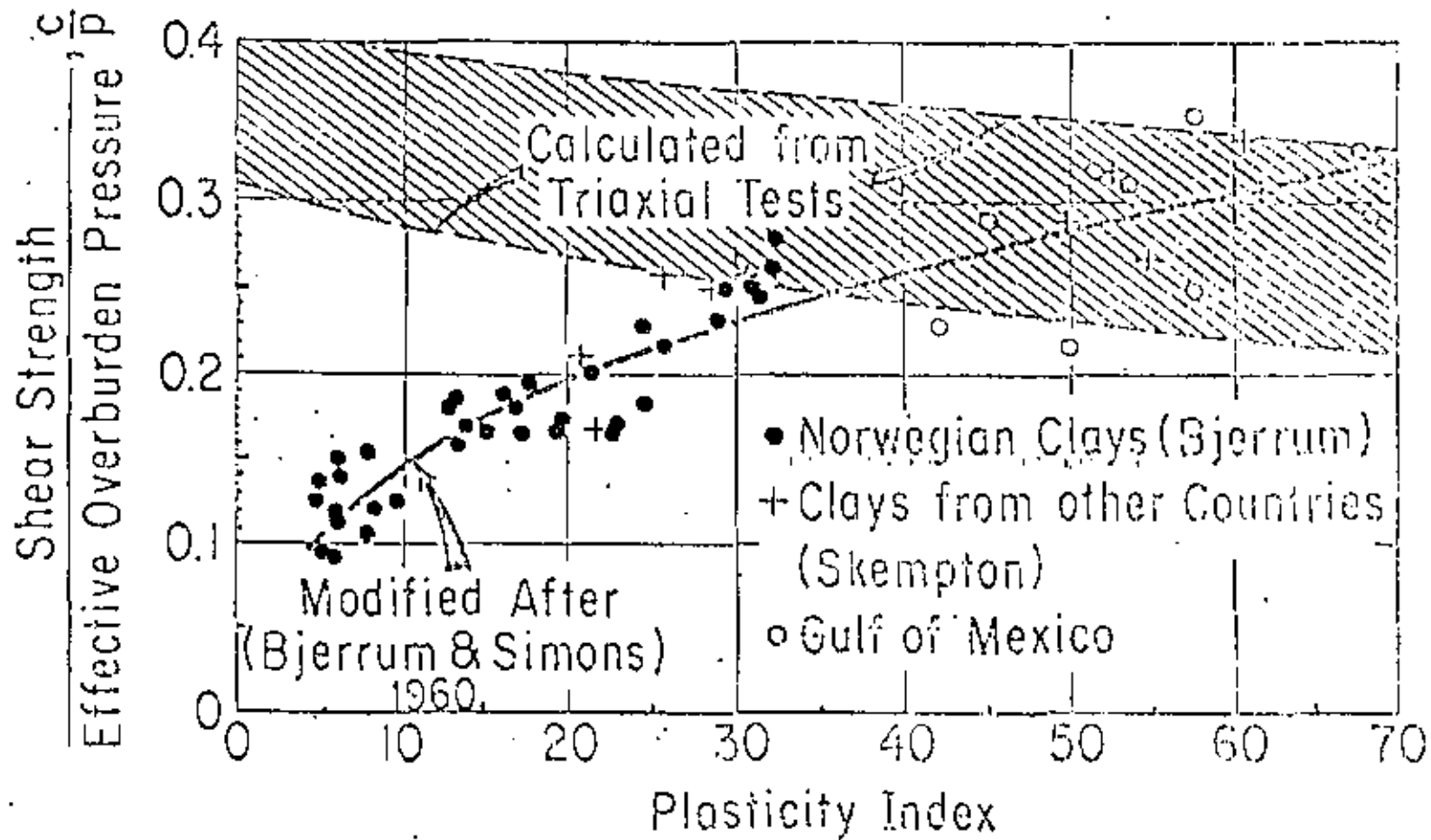
MEDIO

60

DENSO

125

$$K = \frac{K1 \tan \phi}{0.7002} = 1.428148 K1 \tan \phi$$



RELATIONSHIP BETWEEN  $\frac{c}{p}$  AND PI



T A B L A I  
CRITERIOS USADOS PARA EL CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE LOS  
PILOTES EN SUELOS GRANULARES

Suelos no carbonatados y poco carbonatados  
(Contenido de Carbonato < 25%)

<u>Tipo de Suelo</u>	<u><math>\phi</math></u>	<u><math>\delta</math></u>	<u><math>f_{\max} \text{ Ksf}^*</math></u>	<u><math>N_q</math></u>	<u><math>q_{\max} \text{ Ksf}</math></u>
Arena	35°	30°	2.00	40	200
Arena Limosa	30°	25°	1.70	20	100
Limo Arenoso y Arena Arcillosa	25°	20°	1.40	12	60
Limo y Limo Ar- cilloso	20°	15°	1.00	8	40

Suelos Calcáreos  
(Contenido de Carbonato de 25 a 50%)

<u>Tipo de Suelo</u>	<u><math>\phi</math></u>	<u><math>\delta</math></u>	<u><math>f_{\max} \text{ Ksf}^*</math></u>	<u><math>N_q</math></u>	<u><math>q_{\max} \text{ Ksf}</math></u>
Arena	19°	14°	2.00	40	200
Arena Limosa	19°	14°	1.70	20	100
Limo Arenoso y Arena Arcillosa	19°	14°	1.40	12	60
Limo y Limo Ar- cilloso	19°	14°	1.00	8	40

Suelos Carbonatados  
(Contenido de Carbonato > 50%)

<u>Tipo de Suelo</u>	<u><math>\phi</math></u>	<u><math>\delta</math></u>	<u><math>f_{\max} \text{ Ksf}^*</math></u>	<u><math>N_q</math></u>	<u><math>q_{\max} \text{ Ksf}</math></u>
Arena	19°	14°	0.40	20	100
Arena Limosa	19°	14°	0.40	20	100
Limo Arenoso y Arena Arcillosa	19°	14°	0.40	12	60
Limo y Limo Ar- cilloso	19°	14°	0.40	8	40

(\*) Ksf = Kilolibras/pie<sup>2</sup>

3.- ARTICLES.

THIS IS A PREPRINT --- SUBJECT TO CORRECTION

## Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay

By

Hudson Matlock, The U. of Texas at Austin

© Copyright 1970

Offshore Technology Conference on behalf of American Institute of Mining, Metallurgical, and Petroleum Engineers, Inc., The American Association of Petroleum Geologists, American Institute of Chemical Engineers, American Society of Civil Engineers, The American Society of Mechanical Engineers, The Institute of Electrical and Electronics Engineers, Inc., Marine Technology Society, Society of Exploration Geophysicists, and Society of Naval Architects & Marine Engineers.

This paper was prepared for presentation at the Second Annual Offshore Technology Conference to be held in Houston, Tex., April 22-24, 1970. Permission to copy is restricted to an abstract of not more than 300 words. Illustrations may not be copied. Such use of an abstract should contain conspicuous acknowledgment of where and by whom the paper is presented.

### Abstract

A program of research on laterally loaded piles for offshore structures has included field tests with an instrumented pile, laboratory model testing, and development of correlations for design. The work has been sponsored by a group of five oil companies.

Three loading conditions are considered to be particularly pertinent to the design of laterally loaded piles in soft normally consolidated marine clay. These are (1) short-time static loading, (2) cyclic loading such as would occur during the progressive build-up of a storm, and (3) subsequent reloading with forces less than previous maximums.

Good general agreement exists between conventional static-loading ultimate-resistance concepts and experimental results, provided due allowances are made for the reduced vertical restraint at shallow depths, where it is insuf-

ficient to confine plastic flow to horizontal planes. Force-deformation characteristics based on approximate theory produce satisfactory agreement between computed and experimental behavior of the pile-soil system.

The mechanisms of cyclic loading characteristics are qualitatively illustrated by typical results from laboratory model studies. Deterioration in resistance because of cyclic loading is most severe at shallow depths and with large lateral deflections of the pile. A correlation based primarily on results with the instrumented pile tested at Sabine, Texas, gives satisfactory predictions of pile deflections and moments over a wide range of loading conditions.

Estimates of response for reloading after cycling at a higher load are made by considering that most of the lateral soil resistance is eliminated for deflections smaller than those previously attained.

The correlations are summarized and recom-

References and illustrations at end of paper.

recommendations given for their use in design.

## Introduction

18

The ability to make reasonable estimates of the behavior of laterally loaded piles is an important consideration in the design and construction of many offshore installations. This is particularly true in the Gulf of Mexico where large lateral forces are produced by winds and waves associated with hurricanes and where the foundation materials in the critical zone near the mudline are often found to be very weak clays.

A program of research on laterally loaded piles sponsored by five oil companies is the primary basis for the correlations in this paper. At this time it is intended only that the results be summarized in a form directly applicable in design, but publication of the background research is planned for the near future.

## Requirements for Analysis and Design

There are many different ways in which piles or caissons may be subjected to effects of lateral forces. One such case is shown in Fig 1a which represents a pile and a leg of a jacket-type structure.

The structural analysis problem amounts to that of a complex beam-column on an inelastic foundation. For piles separated by spacings of several diameters or more, the Winkler assumption is useful to facilitate the analysis. This means that the soil is considered as a series of independent layers in providing resistance  $p$  to the pile deflection  $y$  (Fig 1b). Soil resistance may be a highly nonlinear function of the deflection, as suggested by Fig 1c.

Only a few very special versions of this problem, with simple configurations and wholly elastic behavior, can be solved by closed-form mathematics. Somewhat more complicated cases

may be handled by nondimensional curves and tables (Refs 1 and 2). Although methods of estimation have been proposed (Ref 3), real design problems are most conveniently and economically solved with a computer program employing numerical methods (Refs 4, 5, 6).

With methods of solution available, the most important but difficult part of the problem is to express the soil-resistance characteristics. Based on an analysis of field test data, McClelland and Focht propose a linear conversion of the scales for nonlinear laboratory stress-strain curves to produce correspondingly shaped  $p$ - $y$  curves for laterally loaded piles (Ref 7). Although the method employs empirically determined correlation constants, it represents the first significant attempt to deal with nonlinear behavior in the resistance of soil to lateral deflection of piles.

The proper form of the  $p$ - $y$  relation is influenced by a great many factors, including (1) natural variation of soil properties with depth, (2) the general form of the pile deflection, (3) the corresponding state of stress and strain throughout the affected soil zone, and (4) the rate and sequence and history of cyclic wave loadings.

No matter how complex the loadings become, to perform an analysis for design it must be possible to reduce the soil behavior at each depth to a simple  $p$ - $y$  curve. For cyclic wave loading it would be hopeless to attempt to follow analytically the continuous path of soil response. What is needed for design is a quasi-static approximation of the lower bound of soil resistance under an indefinitely large number of loading cycles. Demonstration of the existence of such a lower bound for typical pile-soil systems is one of the key results of the research program.

### Types of Loadings Considered for Offshore Structures

Three conditions of lateral loading are judged to be of primary importance in connection with design of offshore foundations: (1) short-time static loading, (2) cyclic loading, and (3) subsequent reloading after cycling.

Single short-time load applications can occur by collisions from floating vessels. Although some dynamic interaction may occur between a vessel and the structure, the duration of contact is likely to be long enough that significant inertial response of the soil mass may be discounted, particularly if the structure is flexible. Some visco-elastic effects will be developed in the soil but for most problems such influence is believed to be small, and conventional static-load characteristics are conservative and would normally be used. A principal reason for studying the short-time static behavior of laterally loaded piles is to furnish a basis for judging the effects of cyclic loading.

Cyclic loading from storm waves is the most important type considered for offshore design. A detailed consideration of the great variety of loading histories which might be experienced by any given structure is not possible. In general, however, any particularly significant storm would normally cause a progressive build-up in wave height and in intensity of forces until the maximum condition is reached. The information needed for design analysis is an envelope of minimum soil resistance under such a build-up.

Once any particular pair of soil-resistance and pile-deflection values have been attained along a p-y curve, the characteristics up to that point are markedly altered. For loads less than previous maximums, such as those which occur during the dissipation of a storm or during subsequent smaller storms, special forms of the effective p-y curves would be applicable. These are referred to as after-

cycling curves. Although such curves and loadings probably would produce conditions no worse than at the maximum previous loading conditions, the stresses will not be reduced in proportion to the load and therefore may be important in relation to the fatigue life of the structure.

### The Research Program

The research on laterally loaded piles in soft clay has involved extensive field testing with an instrumented pile, experiments with laboratory models, and parallel development of analytical methods and correlations. It is not possible to review all of these developments in this paper but they have been reported elsewhere (Refs 8, 9, 10, 11, 12, 13). It is also planned that the material be offered for publication as soon as possible.

The steel test pile is 12.75 inches in diameter and 35 pairs of electric resistance strain gages were installed in the 42-foot embedded portion. The pile was calibrated to provide extremely accurate determinations of bending moment. Gage spacings varied from 6 inches near the top to 4 feet in the lowest section.

Tree-head tests were done with only lateral load applied at the mudline. As shown in Fig 2, restrained-head loadings utilized a framework to simulate the effect of a jacket-type structure. The load from hydraulic rams was transferred to the pile by a walking beam and loading strut. For cyclic loadings the peak forward and reverse loads during cycling were automatically controlled.

Discussion of the test methods and analysis procedures for the Lake Austin tests have been given previously (Refs 14, 15, 16).

Precise determination of the bending moments during all static loadings (and at Lake Austin with the load held constant after cycling) allowed differentiation to obtain curves of the

distribution of soil reaction along the pile to a very satisfactory degree of accuracy. Integration of the bending moment diagrams provided the deflected shape of the pile. Loads were increased by increments and for any selected depth the soil reaction  $p$  may be plotted as a function of pile deflection  $y$ . These experimental  $p$ - $y$  curves are the principal basis for the development of design procedures.

The pile was driven twice and two complete series of free-head loadings, one static and one cyclic, were performed at Lake Austin. At a site near the mouth of the Sabine River there were four primary series of test loadings, two static and two cyclic, with each type tested under both free-head and restrained-head conditions. In addition to these, numerous variations were tried including tests with sand, artificially softened clay, and the use of sand and pea gravel to restore the loss in resistance of the pile caused by previous cyclic loading.

Extensive sampling and testing of the existing soils were performed at both the Lake Austin and Sabine sites. These included in-situ vane shear testing as well as laboratory compression tests used for determining stress-strain characteristics.

The soils at Lake Austin consist of clays and silts deposited during this century behind the Lake Austin dam. The upper portions have been subjected to desiccation during periods of prolonged drawdown. The clays are therefore somewhat jointed and fissured, with vane shear strengths averaging about 800 pounds per square foot. The Sabine clay appeared to be more typical of slightly overconsolidated marine deposits. Vane shear strengths averaged about 300 pounds per square foot in the significant upper zone.

#### Laboratory Model Tests

Some laboratory experiments were performed which are helpful in explaining the nature of the deterioration of resistance under cyclic

loading. Fig 1a shows one of the types of laboratory loadings that were performed, the lateral displacement of a rigid rod embedded in soft clay. The cavity shown behind the rod is typical of field tests also. Figure 1b shows one recorded cycle of load versus deflection and clearly indicates the reduced resistance encountered by a segment of a pile in moving through the slack zone produced by a previous loading. As the control point is moved to larger deflections, the cavity is extended. Figure 4 shows the complete results from one of the laboratory experiments with the control point moved successively to four different values of deflection. Ten cycles of loading were applied at each control point position. At the first position there is only slight reduction in resistance due to cycling. At the next two positions there is significant initial reduction but a strong tendency to stabilize is noted during the last several cycles of each group. However, at very large deflections (20 percent of the pile diameter) there is a continual and progressive deterioration in resistance as cycling continues. Thus, an envelope of minimum cyclic resistance might be estimated as indicated by the dashed curve.

#### Principal Conclusions from Field Experiments

The development of design criteria is based primarily on the results of the Sabine tests. The observations resulted in the following principal conclusions.

- (1) The resistance-deflection ( $p$ - $y$ ) characteristics of the soil are highly non-linear and inelastic.
- (2) Within practical ranges, the fundamental resistance-deflection characteristics of the soil appear to be independent of the degree of pile-head restraint.
- (3) A principal effect of cyclic loading appears to be the permanent physical

displacement of the soil away from the pile in the direction of loading. It is not clear what contribution to this effect was provided by loss in strength within the soil mass. Although no significant amount of mixing of water and soil was directly evident, the cyclic shear reversals in the soil mass may have caused some structural deterioration in the clay.

- (4) The permanent displacement of the soil created a slack zone in the resistance-deflection characteristics. On reloading the pile with forces less than previously attained maximum values, the slack-zone effect was manifested by much greater bending moments than obtained with similar loading during the initial cyclic series.
- (5) Although significant changes occurred with continued repetitions of load cycles, at any given magnitude of lateral load (except the highest) the behavior of the pile-soil system tended to stabilize. Such equilibrium response was usually attained to a practical degree in less than 100 cycles.

It was demonstrated at Lake Austin and confirmed at Sabine Pass that a period of rest does not provide any restoration of soil resistance since there are no significant forces that would tend to close the cavity at the top of the pile. Subsequent deposition of clay or clay slurry in the cavity is not followed by any significant gains in strength because of the absence of sustained consolidating forces. Only by maintaining granular material in the cavity was the resistance improved or restored.

Prediction of Static Ultimate Resistance

In conventional soil mechanics, most problems involving load capacity of soils are handled

by consideration only of ultimate strength characteristics. In contrast, with long piles laterally loaded, the static ultimate soil resistance is seldom achieved except very near the surface; the allowable stresses in the pile are usually reached first, with most of the soil still in a pre-plastic state of strain. Nevertheless, a rational and orderly prediction of soil deformation characteristics for various loading conditions should start with an estimate of static ultimate resistance.

If soft clay soil is confined so that plastic flow around a pile occurs only in horizontal planes, the ultimate resistance per unit length of pile may be expressed as

$$p_u = N_p c d \tag{1}$$

where  $c$  is the soil strength,  $d$  is the pile diameter, and  $N_p$  is a nondimensional ultimate resistance coefficient. This problem has been considered in many different forms (Refs 3, 7, 17, 18, 19, 20). A consensus of the investigators appears to indicate that for soft clay soils flowing around a cylindrical pile at a considerable depth below the surface, the factor should be

$$N_p = 9 \tag{2}$$

Very near the surface the soil in front of the pile will fail by shearing forward and upward and the corresponding value of  $N_p$  reduces to the range of 2 to 4, depending on whether the pile segment is considered as a plate with only frontal resistance or whether it is a square cross section with soil shear acting along the sides. For a cylindrical pile a value of 3 is believed to be appropriate. The resistance should be expected to vary from this value at the surface to the maximum indicated by Eq 2 at some depth  $x_r$ , which is termed the depth of reduced resistance. Within the upper zone, resistance to vertical movement is provided by the overburden pressure  $\sigma_x$  from the soil itself and by resistance developed by deformation within

surrounding soil mass. This resistance increases with distance from the free soil surface. The following equation appears to describe this variation to a satisfactory degree of approximation.

$$N_p = 3 + \frac{\sigma}{c} + J \frac{x}{d} \quad (3)$$

The first term expresses the resistance at the surface, the second term gives the increase with depth due to overburden pressure, and the third term may be thought of as the geometrically related restraint that even a weightless soil around a pile would provide against upward flow of the soil. The equation corresponds closely to one developed by Reese who considered a failing prism or wedge of soil ahead of the pile (Ref 20). However, his value of  $J$  was 2.8 which does not agree with experimental results. Therefore the coefficient  $J$  must be determined empirically. Fortunately the third term in Eq 3 represents only a part of the total ultimate-resistance coefficient  $N_p$  and, because it contains the depth  $x$ , it becomes relatively insignificant in the more important upper layers. From the available experimental evidence a clear distinction cannot be made between contributions of the first and last terms in Eq 3. Certainly no more complicated form than a simple constant can be justified for  $J$  at the present time.

Studies based on the Sabine data indicate that a value of  $J$  of approximately 0.5 is satisfactory when used in Eq 3. A lower value of about 0.25 fits the Lake Austin data somewhat better, which may be a consequence of the stiffer clay at that site. A value of 0.5 is proposed for use in connection with offshore clays in the Gulf of Mexico.

If the soil strength and the effective unit weight  $\gamma$  are constant with depth, the value of the depth at which the value of  $N_p$  becomes equal to the maximum of 9 is obtained by the simultaneous solution of Eqs 2 and 3:

$$22 x_r = \frac{6d}{\frac{\gamma d}{c} + J} \quad (4)$$

The coefficient  $J$  and the resulting values of  $x_r$  should be thought of as rational but essentially empirical parameters by which correlations have been made between prediction methods and the available field results. Where soil properties undergo considerable variation with depth, it appears reasonable to consider the soil as a system of thin layers with  $x_r$  computed as a variable with depth according to the properties of each layer. However, such cases have not been tested physically.

#### Proposed Construction of p-y Curves

A summary of the recommended procedure for constructing p-y curves for the three different loading conditions is given in Fig 5. In a given problem, the appropriate form selected from Fig 5 is applied at numerous depths to produce a family of p-y curves. (See Figs 6, 10, and 15). Although the complete development of each form cannot be given here, the basis for the constructions will be described briefly.

The curves are in nondimensional form with the ordinates normalized according to the static ultimate resistance  $p_u$  determined as described above for each depth. The horizontal coordinate is the pile deflection divided by the deflection at Point c, where the static resistance is one-half of the ultimate. The form of the preplastic portion of the static resistance curve, up to Point c in Fig 5, is based on semilogarithmic plots of the experimental p-y curves, which fall roughly along straight lines at slopes yielding the exponent of 1/3. Thus, the point of intersection with the plastic branch at Point e will always occur at a horizontal coordinate of 8. The value of the pile deflection at Point c is based on concepts given by Skempton (Ref 18) by which he combines elasticity theory, ultimate-strength methods, and laboratory soil properties



to estimate the short-time load-settlement characteristics of buried strip footings in clay soils. The strain  $\epsilon_c$  is that which occurs at one-half of the maximum stress on a laboratory stress-strain curve. It may be determined by dividing the shear strength  $c$  by an estimated secant modulus of elasticity  $E$  or it may be taken directly from stress-strain curves. Based on Skempton's recognition that the ratio  $E/c$  falls between 50 and 200 for most clays, a value for  $\epsilon_c$  may be assumed between 0.005 and 0.020, the smaller value being applicable to brittle or sensitive clays and the larger to disturbed or remolded soils or unconsolidated sediments. An intermediate value of 0.010 is probably satisfactory for most purposes. Using Skempton's approach, the deflection sought is approximately

$$y_c = 2.5 \epsilon_c d \tag{5}$$

The Skempton-based correlations represent a soil system that is considerably less stiff than that interpreted by McClelland and Focht from field pile data (Ref 7).

The modifications to the static p-y curve to express the possible deterioration due to cycling are shown in Fig 5b. The constructions are basically empirical, being those required to fit the observed Sabine data. However, they are in substantial agreement with laboratory model tests and, with reasonable modification, to the Lake Austin results. According to the curve, substantial deflections are possible, up to Point d, without any deterioration in resistance as compared to the static curve. At this point the resistance under cyclic loading has reached a maximum even at great depths. At shallow depths further reductions in resistance are provided which are more severe with increasing deflection and decreasing depth. Complete loss in resistance is assumed to occur at the soil surface when deflections at that point reach  $15y_c$ . For deflections greater than  $15y_c$  the pseudo plastic resistance is established by

$$\frac{p}{p_u} = 0.72 \frac{x}{x_r} \tag{6}$$

The complete effect can be seen more readily from the family of cyclic p-y curves in Fig 10.

There are three aspects of the cyclic construction procedure which are primarily empirical, at least from a quantitative standpoint. These are (1) the position of the cyclic deterioration threshold (Point d) along the preplastic portion of the static p-y curve, (2) the value of the deflection  $y_c$ , and (3) the manner in which the final resistance  $p_f$  is adjusted with depth according to Eq 6. The depth  $x_r$  represents what is in reality a rather indefinite point of transition from a condition of incomplete vertical restraint to one where plastic flow is confined to horizontal planes. Furthermore, it is a quantity taken from static-loading correlations. The use of  $x_r$  in Eq 6 is based primarily on intuition and judgment, but is supported as being satisfactory by comparisons of computed versus experimental results.

After any particular point, such as Point A in Fig 5c, has been reached along a p-y curve, rebound to zero resistance is assumed to occur along a line parallel to a secant through Point c. The resulting slack zone and reloading path are indicated in Fig 5c. This construction is the basis for the p-y family in Fig 15. The deflection for each depth must be known from a solution for the maximum loading condition in order to establish the modified return branch for each curve.

Correlation with Static Test Results

Figure 6 shows a family of p-y curves for short-time static loading which had been developed according to the data and conditions of the Sabine tests. The ultimate resistance  $p_u$  for the 432-inch depth is based on  $N_p = 9$ . All depths greater than 120 inches are found to have  $x_r$  values less than the depth considered. The ultimate resistance values for all shallower

depths were determined with Eq 3.

24

From a review of the laboratory stress strain data (Ref 12 p 36) a value of 0.007 was selected for the strain  $\epsilon_c$  at the half-stress point. The value of  $y_c$  is therefore 0.223 inch as indicated in the figure. The preplastic portion of each p-y curve follows the prescribed cubic parabola form.

In performing the solutions, the computer program (Ref 5) makes repeated trial-and-error adjustments until complete compatibility is obtained between deflections and reactions on the pile with those prescribed by the family of p-y curves. For stations along the pile falling at depths between the constructed p-y curves, linear interpolations with respect to depth are made.

Representative loadings from each series of static field tests have been selected for comparison with the proposed prediction methods. The p-y curves of Fig 6 have been used as input data for computer simulation of the pile-soil system under conditions corresponding to the Sabine loadings. The resulting solutions and comparisons with typical field results are shown in Figs 7 and 8.

The comparisons shown in Figs 7 and 8 serve to qualify both the ultimate-resistance prediction method and the method for predicting the preplastic portions of the p-y curves. The good agreement between the tests and computed results over a wide range of loadings for two different pile-head restraint conditions may be taken as indicating that a satisfactory correlation has been established for short-time static loadings of the Sabine tests.

Similar comparisons are given in Fig 9 for the Lake Austin tests. The same method of construction of p-y curves was used. An average value of 0.012 for  $\epsilon_c$  was estimated from the soil stress-strain curves.

The results for Lake Austin with ultimate resistance predicted according to Eq 3 and with the vertical restraint factor J equal to 0.5, produced slightly unconservative results as shown

in Fig 9. This appears to be corrected by changing J to 0.25 as shown by the second set of curves in the figure. A similar correction could probably have been made by other minor adjustments, for example, a reduction in the strengths generally interpreted for the Lake Austin soils, or a change in the first term in Eq 3. However, the resulting effect is not believed to be sufficient to justify a special correction in the general correlation, particularly as it applies to soft marine clays.

#### Correlation with Cyclic Field Test Results

Using the method described in Fig 5b, a set of cyclic loading p-y curves has been developed for the Sabine test conditions and is given in Fig 10. In Fig 10a construction of the particular curve for a depth of 72 inches is shown as an example.

The family of cyclic p-y curves in Fig 10 has been used with appropriate restraint and loading conditions to obtain computer solutions corresponding to six of the Sabine tests. Three computed bending-moment curves for restrained-head cyclic loadings are compared to the corresponding experimental curves in Fig 11. A similar comparison is given in Fig 12 for three free-head tests. In both of these sets of comparisons the smallest loading selected for study was somewhat more than half of the maximum. Because the smaller loadings do not progress very far along the p-y curves into the range of cyclic deterioration, the results are very nearly the same as for static loadings and primary attention is therefore given to the larger loads.

Agreement between computed and experimental results is generally good. The meaning of this agreement should be clearly understood in that it represents the fact that the proposed p-y curve construction procedure provides a satisfactory pattern for describing the Sabine soils. Although the agreement is not an independent confirmation of the method since the Sabine data

provided the primary basis for it, the fact that satisfactory results are obtained over a considerable range of loadings and for two different restraint conditions gives encouragement that the correlation is a satisfactory one for similar types of clay.

The Lake Austin clay has been described as jointed and fissured as a result of prior desiccation of upper layers (Ref 8 p 119). Such a clay is composed of small irregular blocks caused by prior shrinkage cracking, with weaker material deposited in thin seams along the boundaries between the blocks. The idea has been advanced that it may not be possible to satisfactorily measure the strength of such clays and that experience and judgment must take precedence over analytical predictions for conventional foundation stability problems (Ref 21 p 257). However, some investigators believe that satisfactory strength measurements can be made if such material is confined so that it will not crumble during testing.

With regard to the degree of cyclic-loading deterioration, it is not the strength alone which is important. An element of a homogeneous material which is subjected to a uniform state of strain can be assumed to deform equally at all points in the element. However, a material which consists of relatively hard or strong blocks or lumps in contact with each other along planes of weakness would have shear deformation and slip highly concentrated along such surfaces. The early breakdown of such a material under cyclic loading is easy to visualize.

If the above concepts are valid, it is reasonable that cyclic deterioration at Lake Austin would begin at considerably smaller pile deflections than at Sabine and furthermore that the deterioration would be relatively more significant as deflections increase. Computed and experimental results are compared for three of the Lake Austin loadings in Fig 13. To reach the degree of agreement which is shown, it was necessary to modify the p-y curve construction

procedure from that used for the Sabine correlation. The deflection  $y_d$  was taken equal to  $0.5 y_c$  instead of  $3 y_c$  and the deflection  $y_f$  was taken equal to  $10 y_c$  instead of  $15 y_c$  as for the Sabine correlation.

The agreement between computed and experimental deflections is fairly good as shown in Fig 14a for the Sabine free-head loadings. There was less variation with the restrained-head loadings. This is a consequence of the generally larger deflections for free-head loadings, coupled with less elastic restraint and more plastic soil behavior. The more plastic the soil resistance becomes, the less definitely is the position of a pile established. This is true for a real pile in a real soil as well as a system simulated by a digital computer.

Another consequence of highly inelastic behavior or of resistance which deteriorates with increasing deflection is that a small change of a controlling parameter, for example, the applied lateral load, produces disproportionate effects in terms of both deflections and bending moments. The curves of maximum bending moment in Fig 14b show rapidly changing values as the load is increased in the range of the highest loads.

The method for predicting minimum cyclic p-y curves is believed to be a satisfactory correlation for homogeneous marine clays. A more conservative version would be needed for jointed or fissured clays.

#### Demonstration of After-Cycling Prediction

To illustrate the behavior of a pile under reloading, a special set of p-y curves has been constructed and is shown in Fig 15b. The construction of one typical curve is shown in Fig 15a.

The curves for reloading after cycling are based on the predicted cyclic curves previously shown for the Sabine clay in Fig 10; the curves in Fig 15 are intended to represent the modifi-

cations caused by prior free-head cyclic loading to 13.5 kips. As an example, Point A in Fig 15a is established along the cyclic-loading p-y curve according to the deflection at that depth which was previously computed for the 13.5-kip loading. The original cyclic curve is considered to be obliterated at all smaller deflections. Rebound and subsequent reloading are assumed to occur along line AB which is parallel to a secant through Point c. For deflections less than that at Point B a zero resistance is assumed. The curves for other depths were determined in a similar manner. No change was made for the curve at the 432-inch depth since the prior deflection did not exceed the value  $y_d$  required for cyclic deterioration.

Static reloading after cycling was performed during the Sabine tests and the results are available for comparison with computed behavior. Figure 16 shows the bending moment curve computed with a lateral load of 8 kips and using the family of p-y curves of Fig 15. The agreement with the corresponding experimental curve is seen to be very good.

To illustrate the significant changes which are caused, an experimental curve from the initial cyclic loading to 8 kips is also shown. The bending stresses for an 8-kip lateral load are almost doubled because of the intervening loading to 13.5 kips.

#### Recommendations

The recommended procedures apply to submerged clay soils which are naturally consolidated or slightly overconsolidated. Although the methods may be found useful in other situations, some additional conservatism may be justified, particularly for fissured or jointed clays under cyclic loading.

Three types of lateral loading are considered: (1) short-time static loading, (2) cyclic loading such as would occur during the progressive buildup of a storm, and (3) subsequent re-

loading with forces less than previous maximums.

It is assumed that the spacing between piles is sufficient for independent action. Although the correlations apply specifically to piles of circular cross-section, they probably can be used with little error for other shapes. Pipe piles are assumed to be driven open-ended; no allowance is made for possible increases in soil strength because of lateral consolidation produced by driving displacement-type piles.

An adequate program of soil borings at proposed sites is strongly recommended. In regard to lateral loading behavior, careful and complete sampling should be done, particularly at shallow depths. Information reported should include a complete descriptive log of each boring together with natural moisture contents, Atterberg limit determinations, and strength-test results.

The soils consultant should be asked to furnish his best estimate of the variation with depth of the in-situ shear strength, for purposes of estimating ultimate resistance to short-time static loadings.

Although stress-strain curves from laboratory compression tests are desirable, they are not absolutely necessary for applying the procedures. If they are determined, they must be very carefully done, with accurate strain measurements in the early part of the curve. The soils consultant should be requested to show a reasonable variation with depth of a secant modulus of elasticity  $E_c$  from laboratory compression tests, such modulus to be determined through a point on the stress-strain curve at one-half of the ultimate principal-stress difference.

Any of the following strength tests is acceptable although they are listed in approximate order of preference.

- (1) In-situ vane-shear tests (parallel identification sampling required)
- (2) Confined compression tests

- (3) Miniature vane tests of samples in tubes
- (4) Unconfined compression tests (generally assumed to be on the conservative side)

It is to be expected that within limited ranges of a particular class of problem, simpler design rules and guides will evolve. However, for laterally loaded piles it is recommended that these be developed from, and not in lieu of, rational solutions of typical cases. With analytical capabilities currently available, simplification of methods is a matter of convenience rather than of necessity.

The resistance of a laterally loaded pile in soft clay soil does not increase in simple proportion to deflection nor do stresses increase in simple proportion to loading (see Fig 14). Collapse will be much more abrupt with short rigid piles or caissons. Based on this concept are two important recommendations: (1) solutions should be made for loads greater than those for ordinary working or design conditions in order to develop an appreciation for the amount of reserve capacity which is available. (2) For conditions near maximum resistance, small variations in loading, soil strength, or design correlations should be expected to produce relatively large changes in computed deflections and stresses.

The procedures are intended to express the most probable behavior of a pile in soft clay under the specified conditions or loading. Any allowances for safety are assumed to be provided elsewhere in an analysis.

#### Acknowledgements

Permission of the research sponsors to publish the information in this paper is deeply appreciated. In addition to Shell Development Company which has provided most of the direct research supervision, the work has been supported by Esso Production Research Company, Chev-

ron Oil Field Research Company, Mobil Research and Development Corporation, and Pan American Petroleum Corporation. Many of the personnel of these companies have contributed significantly in the technical developments.

#### References

1. Reese, Lyman C. and Hudson Matlock, "Non-dimensional Solutions for Laterally Loaded Piles with Soil Modulus Assumed Proportional to Depth," Proceedings, Eighth Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Special Publication No. 29, Bureau of Engineering Research, The University of Texas, Austin, September, 1956.
2. Matlock, Hudson and Lyman C. Reese, "Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles," Journal of the Soil Mechanics Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 86, No. SM5, October, 1961, pp. 673-694.
3. Broms, B. B., "Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 90, No. SM2, Proceedings Paper 3825, March, 1964, pp. 27-63.
4. Matlock, Hudson and Wayne B. Ingram, "Bending and Buckling of Soil-Supported Structural Elements," Paper No. 32, Proceedings, Second Pan-American Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brazil, July, 1963.
5. Matlock, Hudson and T. Allan Haliburton, "A Program for Finite-Element Solution of Beam-Columns on Nonlinear Supports," a report to The California Company, Shell Development Company and Humble Oil and Refining Company, June 1964, 171 pp.
6. Matlock, Hudson, "Applications of Numerical Methods to Some Structural Problems in Offshore Operations," Proceedings, First Conference on Drilling and Rock Mechanics, The University of Texas, Austin, Texas, January 1963. Also, Journal of Petroleum Technology, Vol. XV, No. 9, September 1963, pp. 1040-1046.
7. McClelland, Bramlette and John A. Focht, Jr. "Soil Modulus of Laterally Loaded Piles," Transactions, American Society of Civil Engineers, Vol. 123, pp. 1049-1063, New York, 1958.

- Matlock, Hudson, E. A. Ripperger, and Don P. Fitzgibbon, "Static and Cyclic Lateral Loading of an Instrumented Pile," a report to Shell Oil Company, Austin, 1956.
1. Matlock, Hudson, and E. A. Ripperger, "Lateral Loading of an Instrumented Pile with Soil Conditions Varied," a report to Shell Oil Company, Austin, 1957.
  10. Matlock, Hudson, and E. A. Ripperger, "Theoretical Analysis and Laboratory Studies of Laterally Loaded Model Pile Segments," a report to Shell Oil Company, Austin, 1957.
  11. Matlock, Hudson, E. A. Ripperger, and Lymon C. Reese, "Recommendations Pertaining to the Design of Laterally Loaded Piles," a report to Shell Oil Company, Austin, 1957.
  12. Matlock, Hudson and Richard L. Tucker, "Lateral Loading of an Instrumented Pile at Sabine, Texas," a report to Shell Development Company, Austin, 1961.
  13. Matlock, Hudson, "Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay," a report to Shell Development Company, Houston, 15 September 1962, 71 pp.
  14. Matlock, Hudson and E. A. Ripperger, "Procedures and Instrumentation for Tests on a Laterally Loaded Pile," Proceedings, Eighth Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Special Publication No. 23, Bureau of Engineering Research, The University of Texas, Austin, 1956, 39 pp.
  15. Matlock, Hudson and E. A. Ripperger, "Measurement of Soil Pressure on a Laterally Loaded Pile," Proceedings, American Society for Testing Materials, Vol. 58, pp. 1245-1259, Boston, 1958.
  16. Matlock, Hudson, Discussion of "Soil Modulus for Laterally Loaded Piles," by Bramlette McClelland and John A. Focht, Jr. (Proceedings, American Society of Civil Engineers, Paper 1081), Transactions, American Society of Civil Engineers, Vol. 123, 1958, pp. 1079-1081.
  17. Meyerhof, G. C., "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations," Geotechnique, Vol. 2, pp. 301-332, December, 1951.
  18. Skempton, A. W., "The Bearing Capacity of Clays," Building Research Congress, Division 1, Part 3, London, 1951, pp. 180-189.
  19. Tschoboroff, G. P., "Retaining Structures," Foundation Engineering, edited by G. A. Leonards, Chapter 5, McGraw-Hill, New York, pp. 438-524, 1962.
  20. Reese, Lymon C., Discussion of "Soil Modulus for Laterally Loaded Piles," by Bramlette McClelland and John A. Focht, Jr., Transactions, American Society of Engineers Vol. 123, 1958, pp. 1071-1074.
  21. Terzaghi, Karl and R. B. Peck, Soil Mechanics in Engineering Practice, Wiley, New York, 1948.

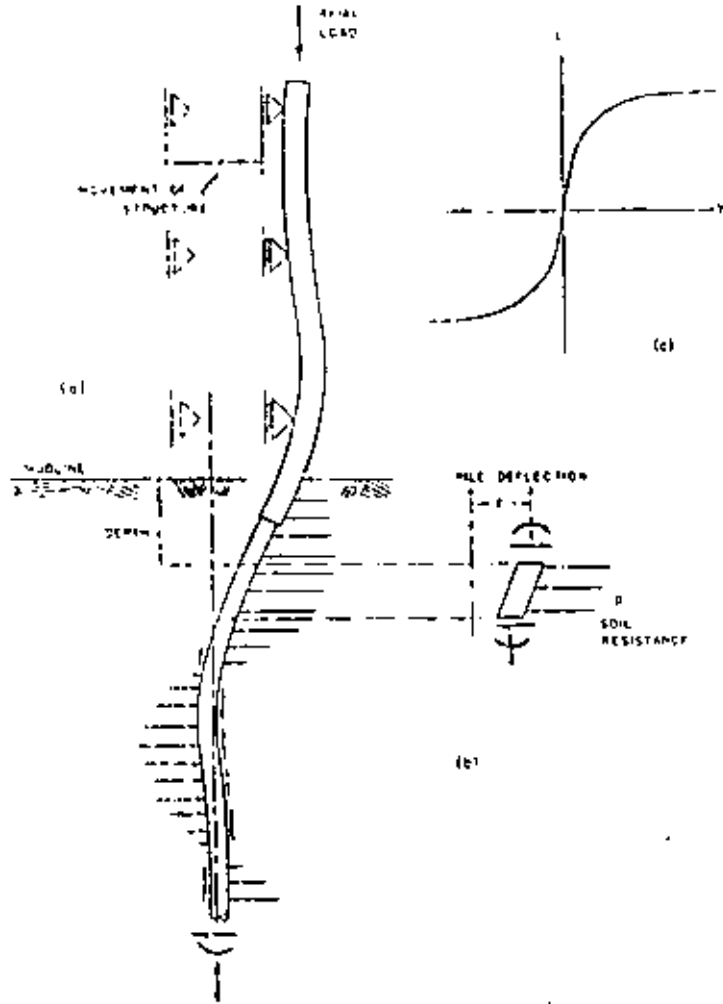


Fig. 1 - A typical example of problems of laterally loaded piles.

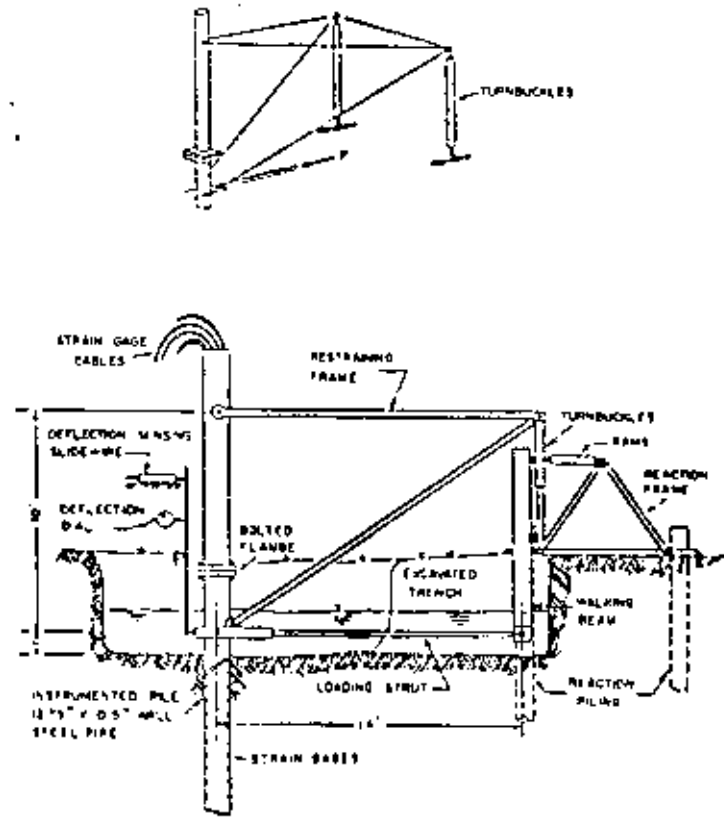


Fig. 2 - Arrangements for field tests at Sabine with restrained-head lateral loading.

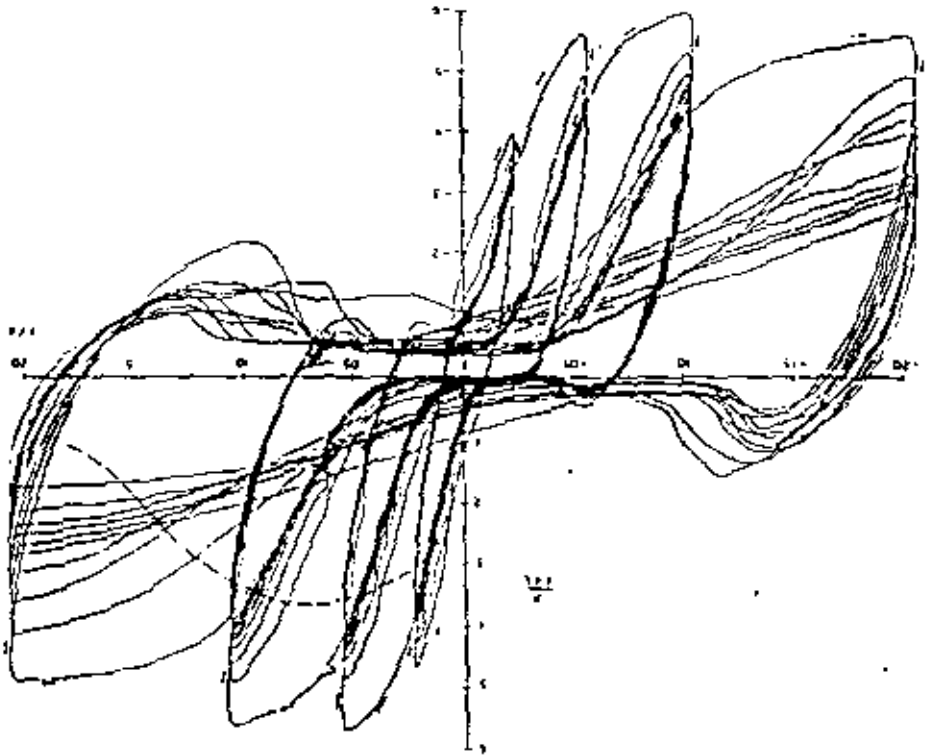


Fig. 2 - Inverted cone test of laboratory model with free water on the soil surface and with control according to predicted maximum displacements.

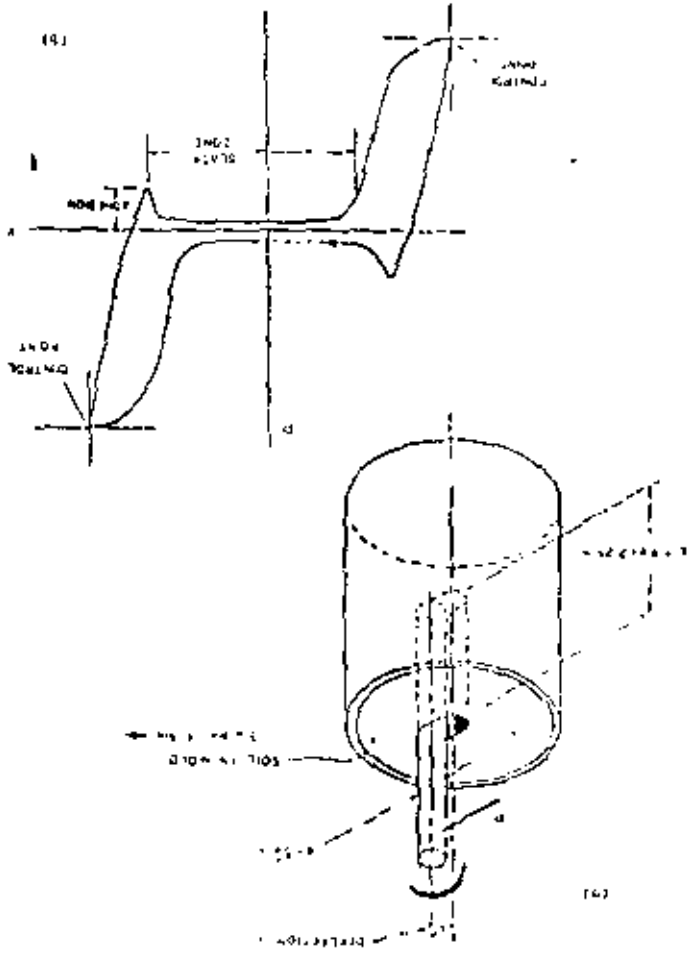


Fig. 3 - Laboratory model rotation (a) test specimen (b) a typical rotation cycle.



$D/P_u$  0.0 .25 .33 .50 .72 1.00 1.00

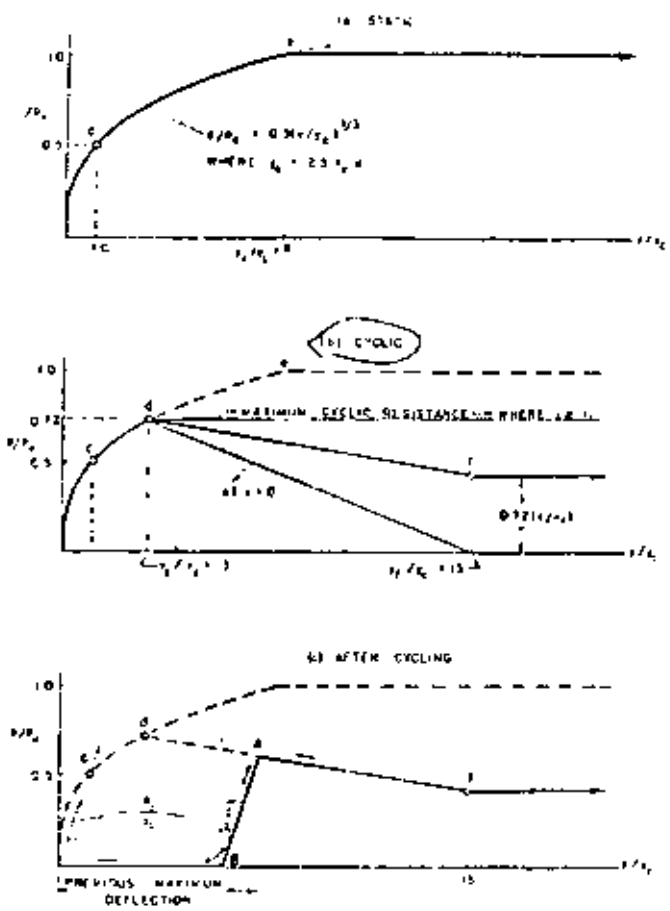


Fig. 5 - Criteria for predicting p-y curves for (a) short-term static loading, (b) equilibrium under initial cyclic loading and (c) reloading after cycling.

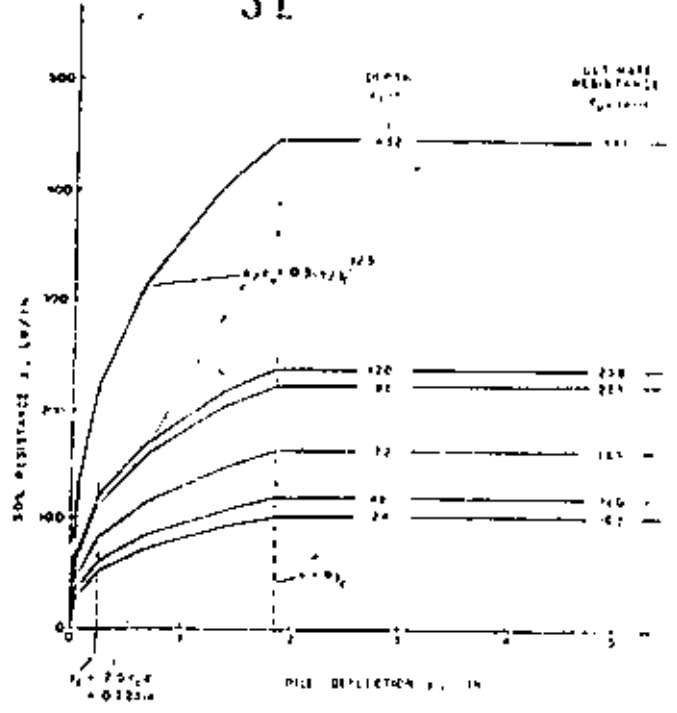


Fig. 6 - Predicted family of p-y curves for Saline clay for short-term static loading.

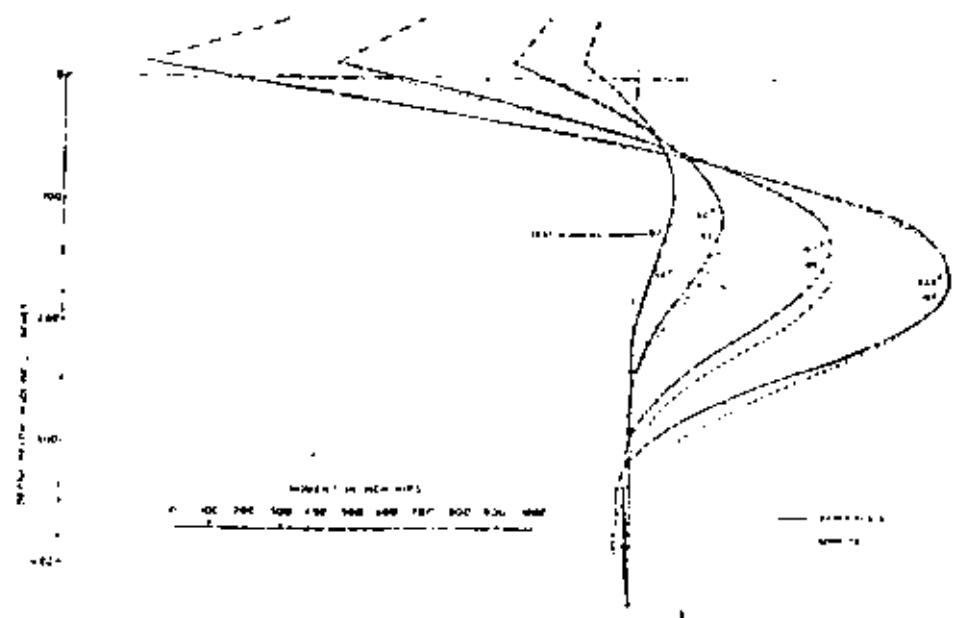


Fig. 7 - Predicted bending moments for Saline restrained pile static loadings, compared with experimental results.

cyclic  $y/y_c$   
 $X < X_r$   
 $X > X_r$

0.0	.1	.3	1.	3.	15	
0.1	.23	.33	.50	.72	.72	.72
0.1	.23	.33	.50	.72	.72	.72

$D/P_u$  0.0 .25 .33 .50 .72 1.00 1.00

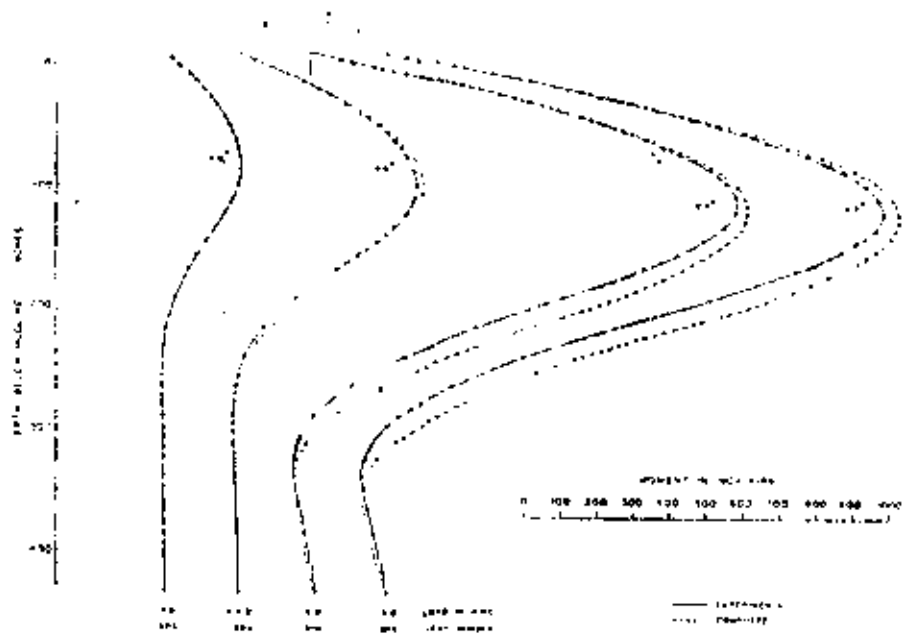


Fig. 8 - Freehead bending moments for Sable free-head static loadings compared with experimental results.

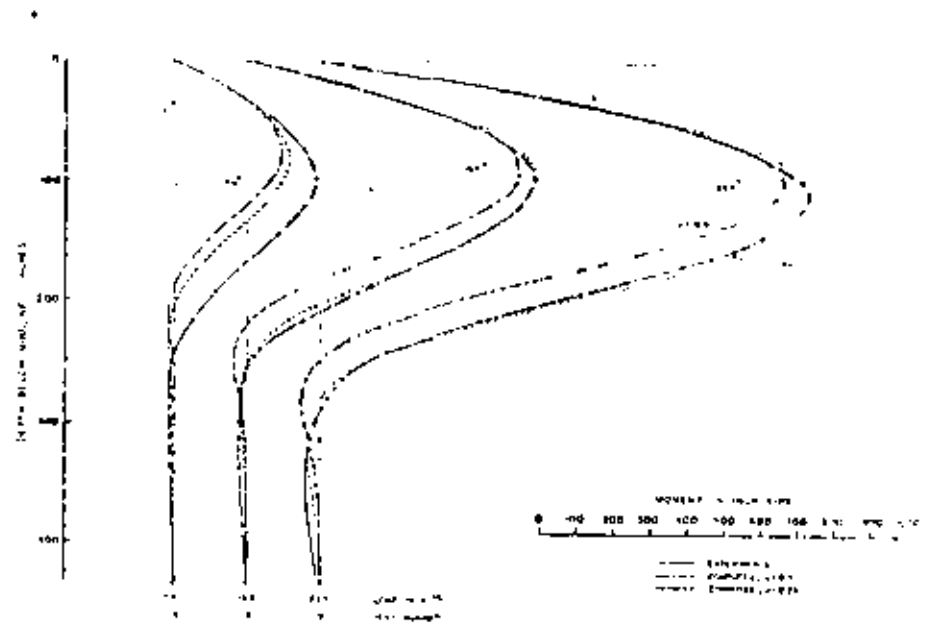


Fig. 9 - Comparison of computed and experimental results for Lake Austin free-head static tests.

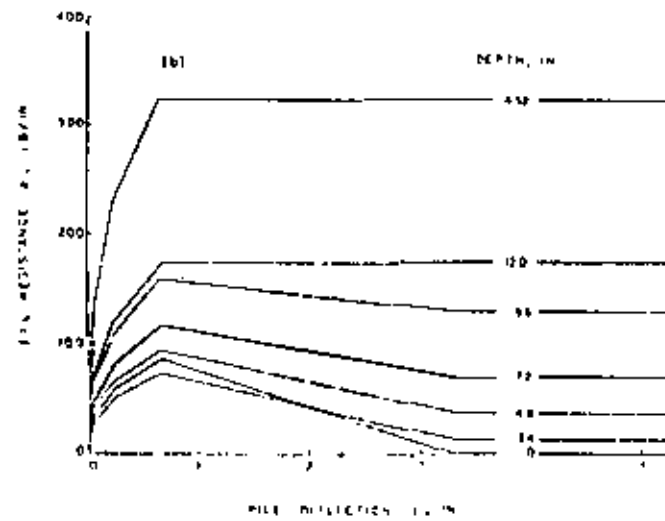
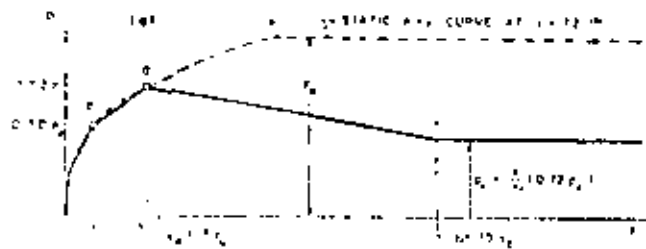


Fig. 10 - Typical cyclic load test for a low rate and a higher rate test pile, based on static load curve of Fig. 8. (a) typical example, (b) complete set of curves.

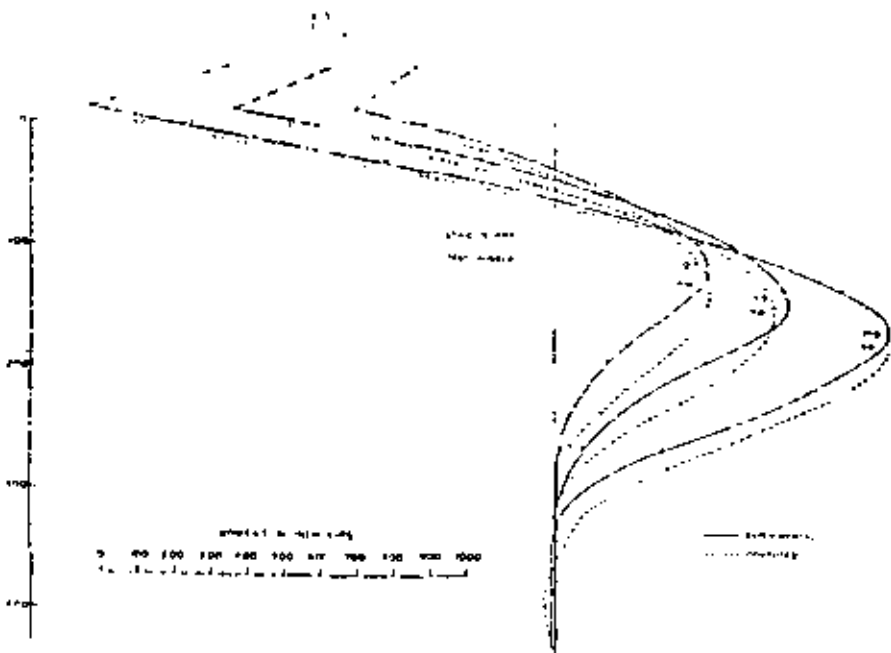


Fig. 11 - Comparison of computed and experimental bending moments for Dabine restrained-heel cyclic loadings.

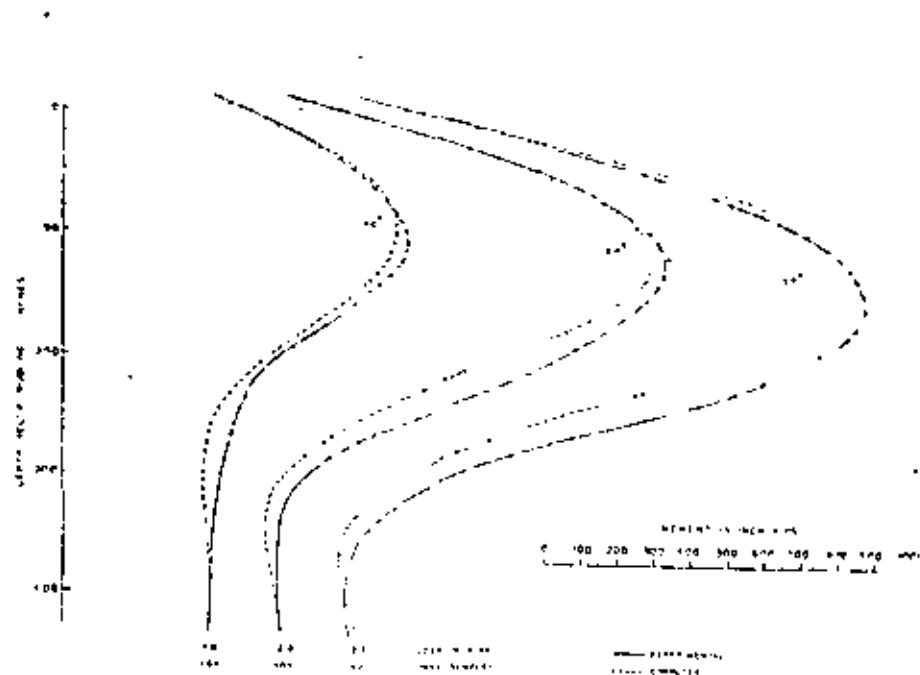


Fig. 12 - Comparison of computed and experimental bending moments for Dabine free-heel cyclic loadings.

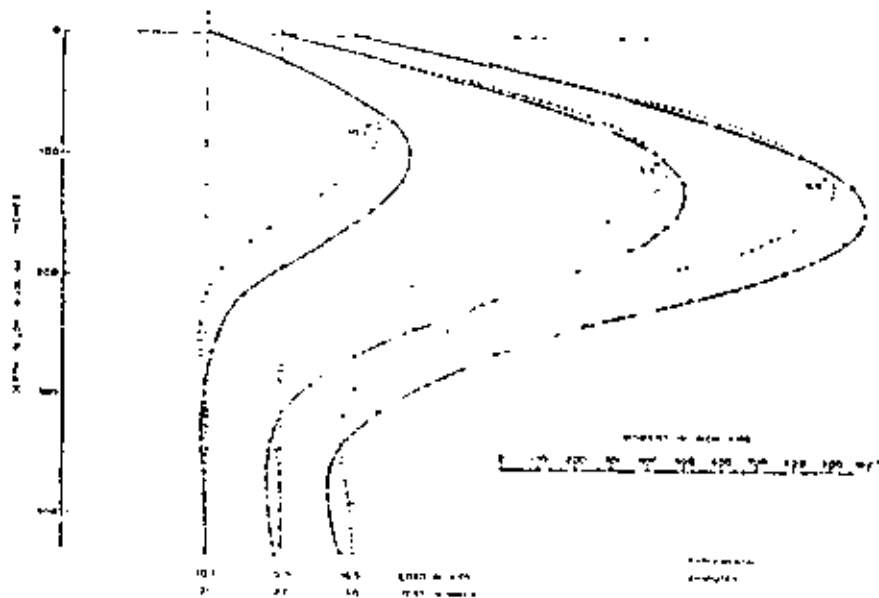


Fig. 13 - Comparison of computed and experimental bending moments for cyclic loading at Lake Austin, Texas on pile cap, adjusted for rounded stays.

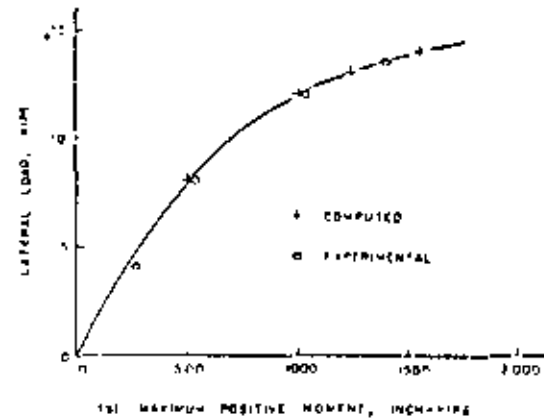
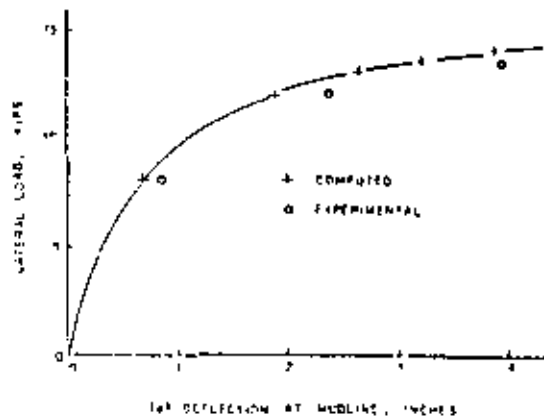


Fig. 14 - Demonstration of rapidly increasing deflections and bending moments near maximum loading. The comparison corresponds to the Sakine fresh-end cyclic tests.

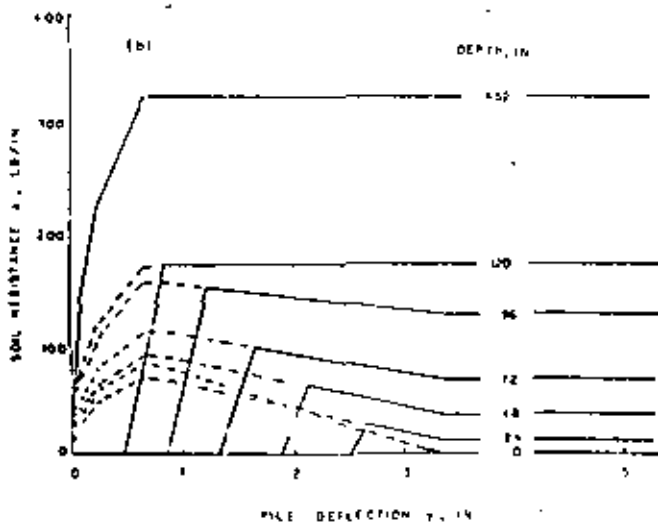
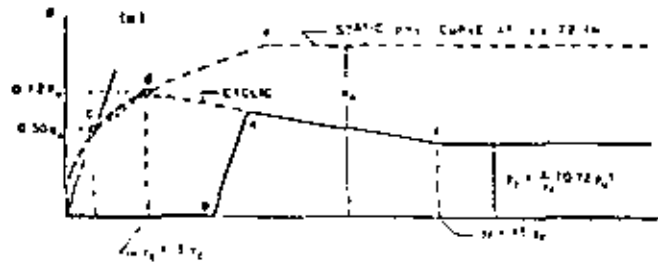


Fig. 15 - Force-displacement curves predicted for pile tip cyclic loading to 13.5 kips (A) typical construction (c) complete family of curves as used in computer solution.

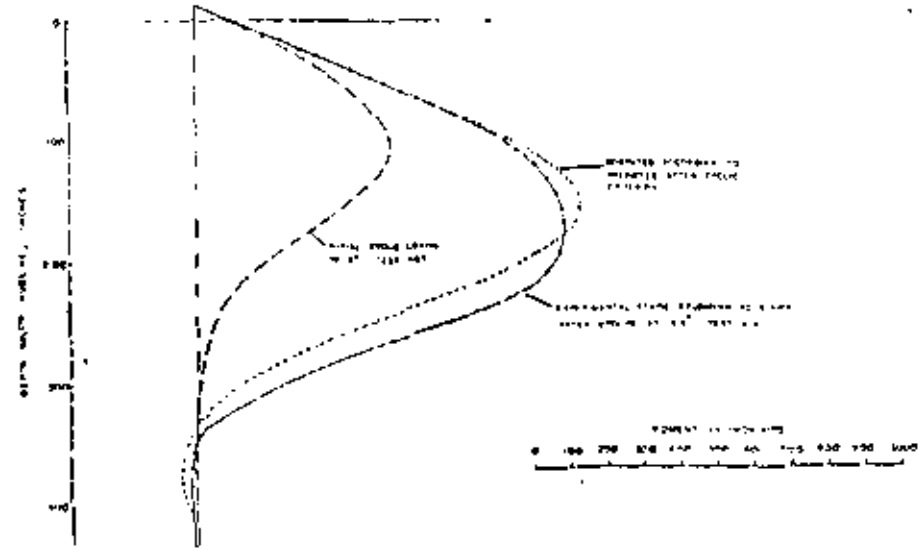


Fig. 16 - Comparison between experimental and computed results for pile tip cyclic loading to 13.5 kips lateral load.

tal stress analysis is available, shall be checked for adequate static strength to carry the design load. This check may be done by cutting sections which isolate groups of members, individual members, and separate elements of the joint (e.g., gussets, diaphragms, stiffeners, welds in shear, surfaces subjected to punching shear), and verifying that a distribution of stress can be assumed that satisfies equilibrium without exceeding the allowable stress of the material. Model testing or service experience may be cited in preference to the foregoing approximate analysis.

**2.23 Deflections.** Consideration shall be given to the effect of deflections on the distribution of load between the platform and supported rigid equipment packages.

**2.24 Plate Girder Design.** Plate girders shall be designed in accordance with the AISC *Specifications for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings*, latest edition and Sect. 9 of the AWS *Structural Welding Code*, AWS D1.1, latest edition. Where stress risers such as abrupt changes in section, penetrations, jacking slots, etc. are necessary, their effect on fatigue and fracture should be considered. Steel for plate girders should have sufficient notch toughness to prevent brittle fracture at the lowest anticipated ambient temperature.

## FOUNDATION DESIGN

*The recommended criteria of Par. 2.25 through Par. 2.32 are devoted to pile foundations, and more specifically to steel cylindrical (pipe) pile foundations. The recommended criteria of Par. 2.33 through Par. 2.38 are devoted to shallow foundations.*

**2.25 Pile Foundations.** Types of pile foundations used to support offshore structures are as follows:

**a. Driven Piles.** Piles driven open-ended into the sea floor soils with a pile driving hammer, are the most commonly used type. In many cases, pile wall thickness is increased in the vicinity of the mud line to resist lateral loads. This type pile may encounter greater driving resistance than was predicted, and even though design axial capacity is achieved before design penetration is reached, it still may be necessary to reach design penetration to position the thickened pile sections in the proper location. If hard driving is encountered before the pile reaches design penetration, one of the following procedures can be used to aid in driving piles to their design penetration.

- 1. Plug Removal.** The soil plug inside the pile is removed by jetting and air lifting or by drilling to reduce pile driving resistance. If plug removal results in inadequate pile capacities, the removed soil plug should be replaced by a grout or concrete plug having sufficient load-carrying capacity to replace that of the removed soil plug.
- 2. Soil Removal Below Pile Tip.** Soil below the pile tip is removed either by drilling an undersized hole or by jetting and possibly air lifting. The drilling or jetting equipment is lowered through the pile which acts as the casing pipe for the operation. The effect on pile capacity of drilling an undersized hole is unpredictable unless there has been previous experience under similar conditions. Jetting below the pile tip should in general be avoided because of the unpredictability of the results.

**3. Two-Stage Driven Piles.** A first stage or outer pile is driven to a predetermined depth, the soil plug is removed, and a second stage or inner pile is driven inside the first stage pile. The annulus between the two piles is grouted to permit load transfer and develop composite action.

**b. Drilled and Grouted Piles.** Drilled and grouted piles can be used in soils which will hold an open hole with or without drilling mud. Load transfer between grout and pile should be designed in accordance with Par. 2.40, 2.41 and 2.42. There are two types of drilled and grouted piles, as follows:

- 1. Single Stage.** For the single-staged, drilled and grouted pile, an oversized hole is drilled to the required penetration, a pile is lowered into the hole and the annulus between the pile and the soil is grouted. This type pile can be installed only in soils which will hold an open hole to the surface. As an alternative method, the pile with expendable cutting tools attached to the tip can be used as part of the drill stem to avoid the time required to remove the drill bit and insert a pile.
- 2. Two-Stage.** The two-staged, drilled and grouted pile consists of two concentrically placed piles grouted to become a composite section. A pile is driven to a penetration which has been determined to be achievable with the available equipment and below which an open hole can be maintained. This outer pile becomes the casing for the next operation which is to drill through it to the required penetration for the inner or "insert" pile. The insert pile is then lowered into the drilled hole and the annulus between the insert pile and the soil and between the two piles are grouted. Under certain soil conditions, the drilled hole is stopped above required penetration, and the insert pile is driven to required penetration. The diameter of the drilled hole should be at least 6 inches (150mm) larger than the pile diameter.

**c. Belled Piles.** Bells may be constructed at the tip of piles to give increased bearing and uplift capacity through direct bearing on the soil. Drilling of the bell is carried out through the pile by underreaming with an expander tool. A pilot hole may be drilled below the bell to act as a sump for unrecoverable cuttings. The bell and pile are filled with concrete to a height sufficient to develop necessary load transfer between the bell and the pile. Bells are connected to the pile to transfer full uplift and bearing loads using steel reinforcing such as structural members with adequate shear lugs, deformed reinforcement bars or pre-stressed tendons. Load transfer into the concrete should be designed in accordance with ACI 318. The steel reinforcing should be enclosed for their full length below the pile with spiral reinforcement meeting the requirements of ACI 318. Load transfer between the concrete and the pile should be designed in accordance with Par. 2.40, 2.41 and 2.42.

**2.26 Pile Penetration.** The design pile penetration shall be sufficient to develop adequate capacity to resist the maximum computed axial bearing and pullout loads with an appropriate factor of safety. The ultimate pile capacities can be computed in accordance with Par. 2.27 and Par. 2.28 or by other methods which are supported by reliable compre-

hensive data. The allowable pile capacities are determined by dividing the ultimate pile capacities by appropriate factors of safety which shall not be less than the following values.

Loading Condition	Safety Factor
1. Design environmental conditions with appropriate drilling loads	1.5
2. Operating environmental conditions during drilling operations	2.0
3. Design environmental conditions with appropriate producing loads	1.5
4. Operating environmental conditions during producing operations	2.0
5. Design environmental conditions with minimum loads (for pullout)	1.5

The design pile capacity should be limited to capacities and penetrations that experience has shown can be consistently obtained under similar conditions with the pile section and installation equipment being used. In the absence of such experience, the design penetration must be based on sound engineering judgment. Alternatives for possible remedial action in the event design penetration cannot be obtained should also be investigated and defined prior to the initiation of the pile installation.

#### 2.27 Pile Capacity for Axial Bearing Loads

a. **Ultimate Bearing Capacity.** The ultimate bearing capacity of piles, including belled piles,  $Q_u$  shall be determined by the equation:

$$Q_u = Q_f + Q_p = fA_s + qA_p \quad (2.27-1)$$

where:

- $Q_f$  = skin friction resistance, lb (kN)
- $Q_p$  = total end bearing, lb (kN)
- $f$  = unit skin friction capacity, lb/ft<sup>2</sup> (kPa)
- $A_s$  = side surface area of pile, ft<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>)
- $q$  = unit end bearing capacity, lb/ft<sup>2</sup> (kPa)
- $A_p$  = gross end area of pile, ft<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>)

Total end bearing,  $Q_p$ , should not exceed the capacity of the internal plug. In computing pile loading and capacity the weight of the pile-soil plug system and hydrostatic uplift must be considered.

In determining the load capacity of a pile, consideration should be given to the relative deformations of the strata and pile, as the ultimate incremental skin friction and the ultimate end bearing capacity of a pile are not necessarily directly additive.

For the pile-bell system, the factors of safety should be those given in Par. 2.26. The allowable skin friction values on the pile section should be those given in this section and in Par. 2.28. Skin friction on the upper bell surface and possibly above the bell on the pile should be discounted in computing skin friction resistance,  $Q_f$ . The end bearing area of a pilot hole, if drilled, should be discounted in computing total bearing area of the bell.

b. **Skin Friction and End Bearing in Clay.** For piles driven through clay,  $f$  may be equal to or less than, but shall not exceed the undrained shear strength of the clay,  $c$ , as determined in accordance with *ASTM Methods of Tests for Unconfined Compression Strength of Cohesive Soil*, ASTM Designator D-2166-63T, or as determined by miniature vane shear tests.

Unless test data indicate otherwise,  $f$  shall not exceed  $c$  or the following limits:

1. For highly plastic clays such as found in the Gulf of Mexico  $f$  may be equal to  $c$  for under-consolidated and normally consolidated clays. For over-consolidated clays  $f$  shall not exceed  $\frac{1}{2}$  ton per square foot (45 kPa) for shallow penetrations or  $c$  equivalent to a normally consolidated clay for deeper penetrations, whichever is greater.
2. For other types of clay,  $f$  shall be taken equal to  $c$  for  $c$  less than or equal to  $\frac{1}{2}$  ton per square foot (24 kPa). For  $c$  in excess of  $\frac{1}{2}$  ton per square foot (24 kPa) but less than or equal to  $\frac{3}{4}$  ton per square foot (72 kPa) the ratio  $f$  to  $c$  shall decrease linearly from unity at  $c$  equal to  $\frac{1}{2}$  ton per square foot (24 kPa) to  $\frac{1}{2}$  at  $c$  equal to  $\frac{3}{4}$  ton per square foot (72 kPa). For  $c$  in excess of  $\frac{3}{4}$  ton per square foot (72 kPa),  $f$  shall be taken as  $\frac{1}{2}$  of  $c$ .

For piles driven in undersized drilled or jetted holes or drilled and grouted piles in normally or under-consolidated clay,  $f$  shall be determined by some reliable method based on the amount of soil disturbance resulting from installation, but  $f$  shall not exceed values given for driven piles. For drilled and grouted piles in over-consolidated clay, the value of  $f$  may exceed values given for driven piles. In determining  $f$  for drilled and grouted piles, the strength of the soil-grout interface should be considered. The soil-grout interface strength may be reduced if excess drilling mud is present. The limiting value for this type pile may be the allowable bond stress between the pile steel and the grout as recommended in Par. 2.44.

For piles end bearing in clay,  $q$  in lb/ft<sup>2</sup> (kPa) shall be equal to  $9c$ . If the strength profile below the pile tip is not uniform, then the  $c$  utilized should reflect appropriate adjustment.

c. **Skin Friction and End Bearing in Sand and Silt.** For piles driven through sand or silt,  $f$  in lb/ft<sup>2</sup> (kPa) shall be computed by the equation:

$$f = K p_o \tan \delta \quad (2.27-2)$$

where:

- $K$  = coefficient of lateral earth pressure
- $p_o$  = effective overburden pressure, lb/ft<sup>2</sup> (kPa)
- $\delta$  = angle of soil friction on pile wall, deg.

For piles driven in undersized drilled or jetted holes in sand or silt,  $f$  shall be determined by some reliable method based on the amount of soil disturbance from installation, but  $f$  shall not exceed the values given for driven piles. The same values of  $f$  shall apply to drilled and grouted piles, with the exception that (1) values of  $f$  for drilled and grouted piles in calcareous-type sand or silt may exceed those for driven piles, and (2) the strength of soil-grout interface shall be considered in establishing values of  $f$ . The value of  $f$  for piles driven into calcareous sands and silts will usually be substantially less than that indicated by Eq. 2.27-2 and should be determined for the local conditions.

For piles end bearing in sand or silt,  $q$  shall be computed by the equation:

$$q = p_o N_q \quad (2.27-3)$$

where:

- $N_q$  = bearing capacity factor.

The following values are considered applicable for medium-dense to dense granular formations:

Soil Type	$\phi'$	$\delta$	$N_q$
Clean sand	35°	30°	40
Silty sand	30°	25°	20
Sandy silt	25°	20°	12
Silt	20°	15°	8

where:

$\phi'$  = angle of internal friction of soil, deg.

For deep foundations, limiting values of  $f$  and  $q$  may be less than indicated by Eq. 2.27-2 and 2.27-3. For layered systems, the sand bearing capacity factor,  $N_q$ , may be less than in the table above if adequate penetration into the sand layer is not obtained. These limiting values shall be determined for local conditions.

d. **Skin Friction and End Bearing of Grouted Piles in Rock.** The unit skin friction of grouted piles in jetted or drilled holes in rock should not exceed the triaxial shear strength of the rock or grout, but in general shall be much less than this value based on the amount of reduced shear strength from installation. For example the strength of dry compacted shale may be greatly reduced when exposed to water from jetting or drilling. The sidewall of the hole may develop a layer of slaked mud or clay which will never regain the strength of the rock. The limiting value for this type pile may be the allowable bond stress between the pile steel and the grout as recommended in Par. 2.36.

The end bearing capacity of the rock shall be determined from the triaxial shear strength of the rock and an appropriate bearing capacity factor based on sound engineering practice for the rock materials but shall not exceed 100 tons per square foot (9.58 MPa).

**2.28 Pile Capacity for Axial Pullout Loads.** The ultimate pile pullout capacity may be equal to or less than but shall not exceed  $Q_p$ , the total skin friction resistance. The effective weight of the pile including hydrostatic uplift and the soil plug shall be considered in the analysis to determine the ultimate pullout capacity. For clay,  $f$  shall be the same as stated in Par. 2.27b. For sand and silt,  $f$  shall be computed according to Par. 2.27c. All values shown there are applicable, except  $K = 0.5$  shall be used. For rock,  $f$  shall be the same as stated in Par. 2.27d.

The allowable pullout capacity shall be determined by applying the factors of safety in Par. 2.26 to the ultimate pullout capacity.

### 2.29 Soil Reaction for Laterally-Loaded Piles

a. **General.** The pile foundation shall be designed to sustain lateral loads, whether static or cyclic. The lateral resistance of the soil near the surface is significant to pile design, and the effects on this resistance of scour and soil disturbance during pile installation should be considered. Generally, under lateral loading, clay soils behave as a plastic material which makes it necessary to relate pile-soil deformation to soil resistance. To facilitate this procedure, it is recommended that lateral soil resistance-deflection ( $p-y$ ) curves be constructed using stress-strain data from laboratory soil samples. The ordinate for these curves is soil resistance,  $p$ , and the abscissa is soil deflection,  $y$ . By iterative procedures, a compatible set of load-deflection values for the pile-soil system can be developed.

For a more detailed study of the construction of  $p-y$  curves for soft clay refer to Offshore Technology

Conference paper number OTC 1204, *Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay*, by Hudson Matlock, April 1970, and the references cited in that paper.

For a more detailed study of the construction of  $p-y$  curves for sand, refer to Offshore Technology Conference paper number OTC 2080, *Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand*, by Lyman C. Reese, William R. Cox, and Francis D. Koop, May 1974 and references cited in that paper.

In the absence of more definitive criteria, procedures recommended below may be used for constructing ultimate lateral bearing capacity curves and  $p-y$  curves.

b. **Lateral Bearing Capacity for Soft Clay.** For static lateral loads the ultimate lateral bearing capacity of soft clay  $p_u$  has been found to vary between  $3c$  and  $12c$  except at shallow depths where failure occurs in a different mode due to minimum overburden pressure. Cyclic loads cause deterioration of lateral bearing capacity below that for static loads. In the absence of more definitive criteria, the following is recommended:

$p_u$  increases from  $3c$  to  $9c$  as  $X$  increases from 0 to  $X_R$  and  
 $p_u = 9c$  for  $X > X_R$  ..... (2.29-1)

where:

$p_u$  = ultimate resistance (force/unit area) psi (kPa)

$c$  = undrained shear strength of undisturbed clay soil samples, psi (kPa)

$X$  = depth below soil surface, in. (mm)

$X_R$  = depth below soil surface to bottom of reduced strength zone in in. (mm). For soft clay  $X_R$  may be approximated as:

$$X_R = \frac{6D}{\frac{\gamma D}{c} + J}$$

where:

$D$  = pile diameter, in. (mm)

$\gamma$  = effective weight of soil, lb/in.<sup>3</sup> (MN/m<sup>3</sup>)

$J$  is an empirical constant with an approximate value of 0.5 for offshore clays in the Gulf of Mexico and a value of 0.25 for somewhat stiffer clays. In the absence of specific test data, the lower value should be used.

(All values to be in consistent units.)

### c. Load-Deflection ( $p-y$ ) Curves for Soft Clay.

Lateral soil resistance-deflection relationships for piles in soft clay are generally non-linear. The  $p-y$  curves for the short-term static load case can be generated from the following table:

$p/p_u$	$y/y_u$
0	0
0.5	1.0
0.72	3.0
1.00	9.0
1.00	$\infty$

where:

$p$  = actual lateral resistance, psi (kPa)

$y$  = actual lateral deflection, in. (mm)

$y_u = 2.5 \epsilon_u D$ , in. (mm)

$\epsilon_u$  = strain which occurs at one-half the maximum stress on laboratory undrained compression tests of undisturbed soil samples

For the case where equilibrium has been reached under cyclic loading, the p-y curves can be generated from the following table:

X > X <sub>u</sub>		X < X <sub>u</sub>	
p/p <sub>u</sub>	y/y <sub>e</sub>	p/p <sub>u</sub>	y/y <sub>e</sub>
0	0	0	0
0.5	1.0	0.5	1.0
0.72	3.0	0.72	3.0
0.72	∞	0.72X/X <sub>u</sub>	16.0
		0.72X/X <sub>u</sub>	∞

d. Lateral Bearing Capacity for Stiff Clay. For static lateral loads the ultimate bearing capacity p<sub>u</sub> of stiff clay (c > 1 Tsf or 86 kPa) as for soft clay would vary between 8c and 12c. Due to rapid deterioration under cyclic loadings the ultimate resistance will be reduced to something considerably less and should be so considered in cyclic design.

e. Load-Deflection (p-y) Curves for Stiff Clay. While stiff clays also have non-linear stress-strain relationships, they are generally more brittle than soft clays. In developing stress-strain curves and subsequent p-y curves for cyclic loads, good judgment should reflect the rapid deterioration of load capacity at large deflections for stiff clays.

f. Lateral Bearing Capacity for Sand. The ultimate lateral bearing capacity for sand has been found to vary from a value at shallow depths represented by Eq. 2.29-2 to a value at deep depths represented by Eq. 2.29-3. A numerical solution of the two equations for several depths for specific sand strata properties will result in a depth of transition, X<sub>u</sub>, which separates shallow depths from deep depths.

$$p_u = A \left\{ \frac{\gamma H}{D} \left[ \frac{K \cdot H \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} (D + H \tan \beta \tan \alpha) + K \cdot H \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) - K \cdot D \right] \right\} \dots (2.29-2)$$

$$p_u = A \left[ K \cdot \gamma H (\tan^2 \beta - 1) + K \cdot \gamma H \tan \phi \tan^2 \beta \right] \dots (2.29-3)$$

where:

- p<sub>u</sub> = ultimate resistance (force/unit area), psi (kPa) (s = shallow, d = deep)
- A = empirical adjustment factor
- γ = effective soil weight, lb/in.<sup>3</sup> (MN/m<sup>3</sup>)
- H = depth, in. (mm)
- K = earth pressure at rest coefficient (0.4)
- φ = angle of internal friction of sand, deg.
- β = 45° + φ/2
- α = φ/2
- D = pile diameter, in. (mm)
- K = Rankine minimum active earth pressure coefficient (tan<sup>2</sup> (45° - φ/2))

The coefficient A is an empirical adjustment factor which accounts for differences in static and cyclic behavior. Figure 2.29-1 is a recommended variation of the factor, A, with non-dimensional depth, H/D.

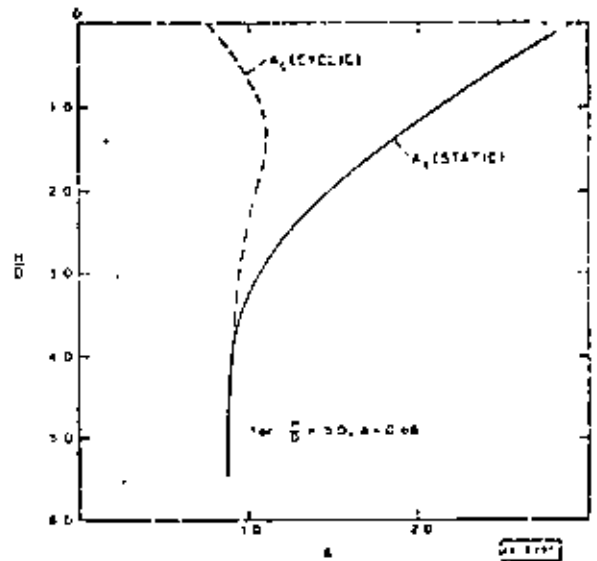


FIG. 2.29-1  
NON-DIMENSIONAL COEFFICIENT A FOR  
ULTIMATE SOIL RESISTANCE VERSUS DEPTH

g. Load-Deflection (p-y) Curves for Sand. The lateral soil resistance-deflection (p-y) relationships for sand are also non-linear and in the absence of more definitive information may be approximated at any specific depth by the four segment curve of Fig. 2.29-2. The values for points u, m, and k may be computed as follows:

Point u:

$$p_u = \begin{cases} \text{Eq. 2.29-2 at depths } < X_u \\ \text{Eq. 2.29-3 at depths } > X_u \end{cases}$$

$$y_u = \frac{3}{80} D$$

Where:

- p = lateral bearing resistance, psi (kPa)
- y = lateral pile deflection, in. (mm)

Point m:

$$p_m = \frac{B}{A} p_u$$

$$y_m = \frac{1}{60} D$$

Where:

- B = non-dimensional empirical adjustment factor to account for difference in static and cyclic behavior from Fig. 2.29-3.



Point k:

$$p_s = \frac{H}{D} \cdot k_s \cdot y_s$$

$$y_s = \left( \frac{D p_m}{k_s H y_m^{1/n}} \right)^{\frac{n}{n-1}}$$

Where:

$$n = \frac{p_m (y_s - y_m)}{y_m (p_s - p_m)}$$

$k_s$  = initial soil modulus. For submerged sand subjected to static or cyclic loading, the following is recommended:

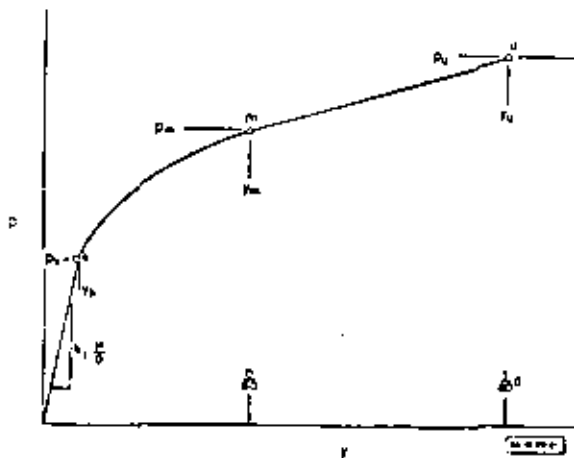


FIG. 2.29-2  
RESISTANCE — DEFLECTION  
RELATIONSHIP FOR SAND

Relative Density	$k_s$ lb/in <sup>2</sup>	$k_s$ kPa/mm
Loose	20	5.43
Medium	60	16.28
Dense	125	33.93

The (p-y) curve between points k and m is a parabola with intermediate points calculable from:

$$p = \left( \frac{p_m}{y_m^{1/n}} \right) y^{1/n}$$

For some combinations of sand parameter at depth (approximately 100 feet or 30 meters) the  $k_s$  value selected may result in a deflection,  $y$ , greater than  $y_m$ , in which case the parabolic portion of the curve should be omitted.

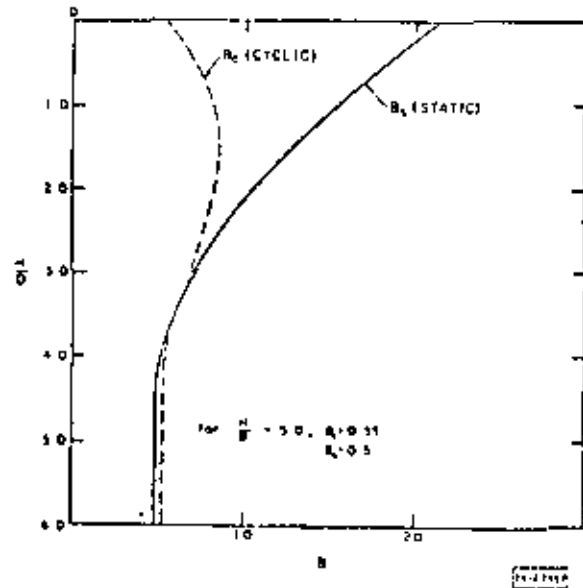


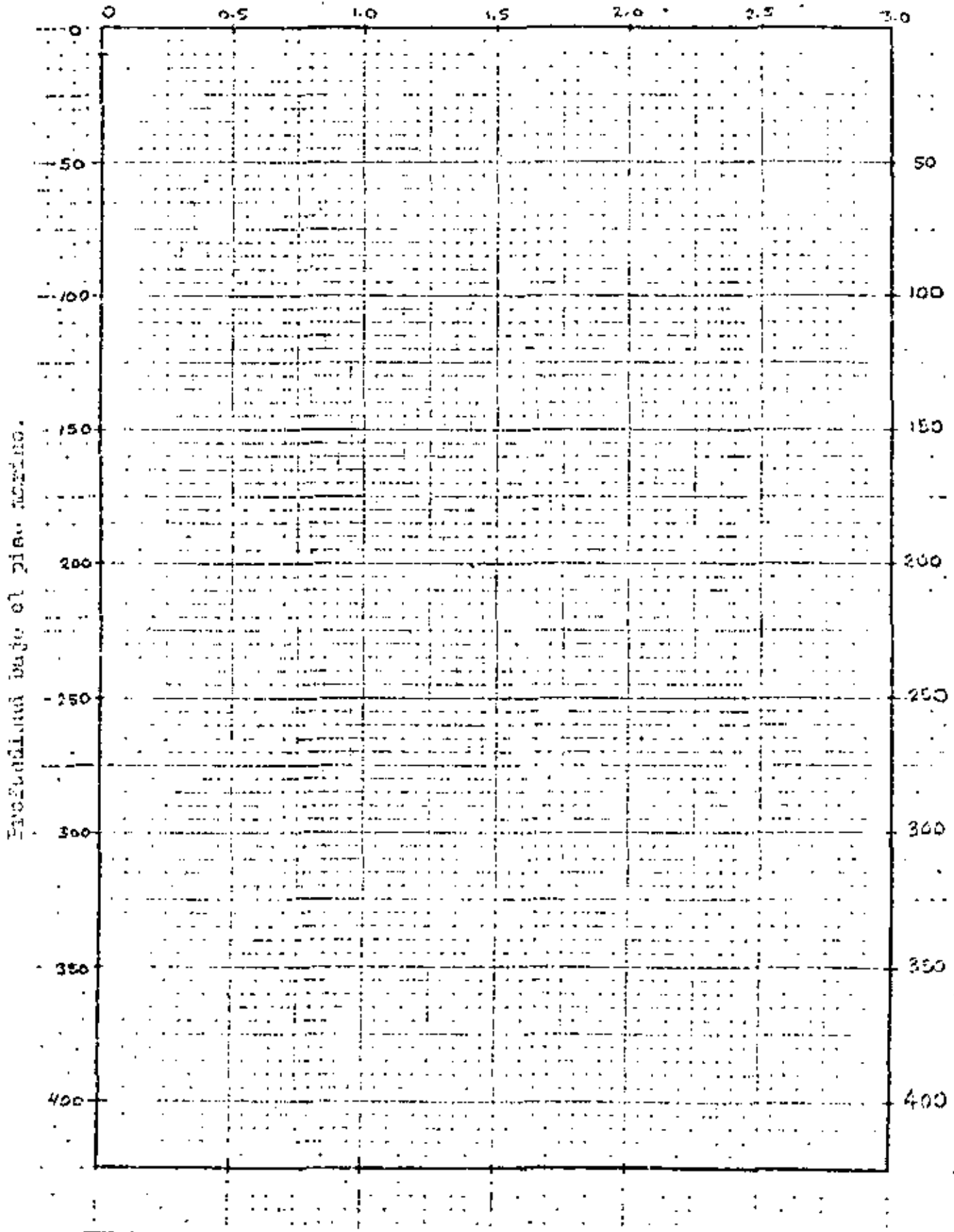
FIG. 2.29-3  
NON-DIMENSIONAL COEFFICIENT B  
FOR SOIL RESISTANCE VERSUS DEPTH

## 4.- HOJAS DE CALCULO

## EJEMPLO NUMERICO

- 1.- CAPACIDAD DE CARGA A TENSION.
- 2.- CAPACIDAD DE CARGA A COMPRESION.
- 3.- CURVAS PY.
- 4.- CURVAS TZ.
- 5.- CAPACIDAD DE CARGA SUPERFICIAL.

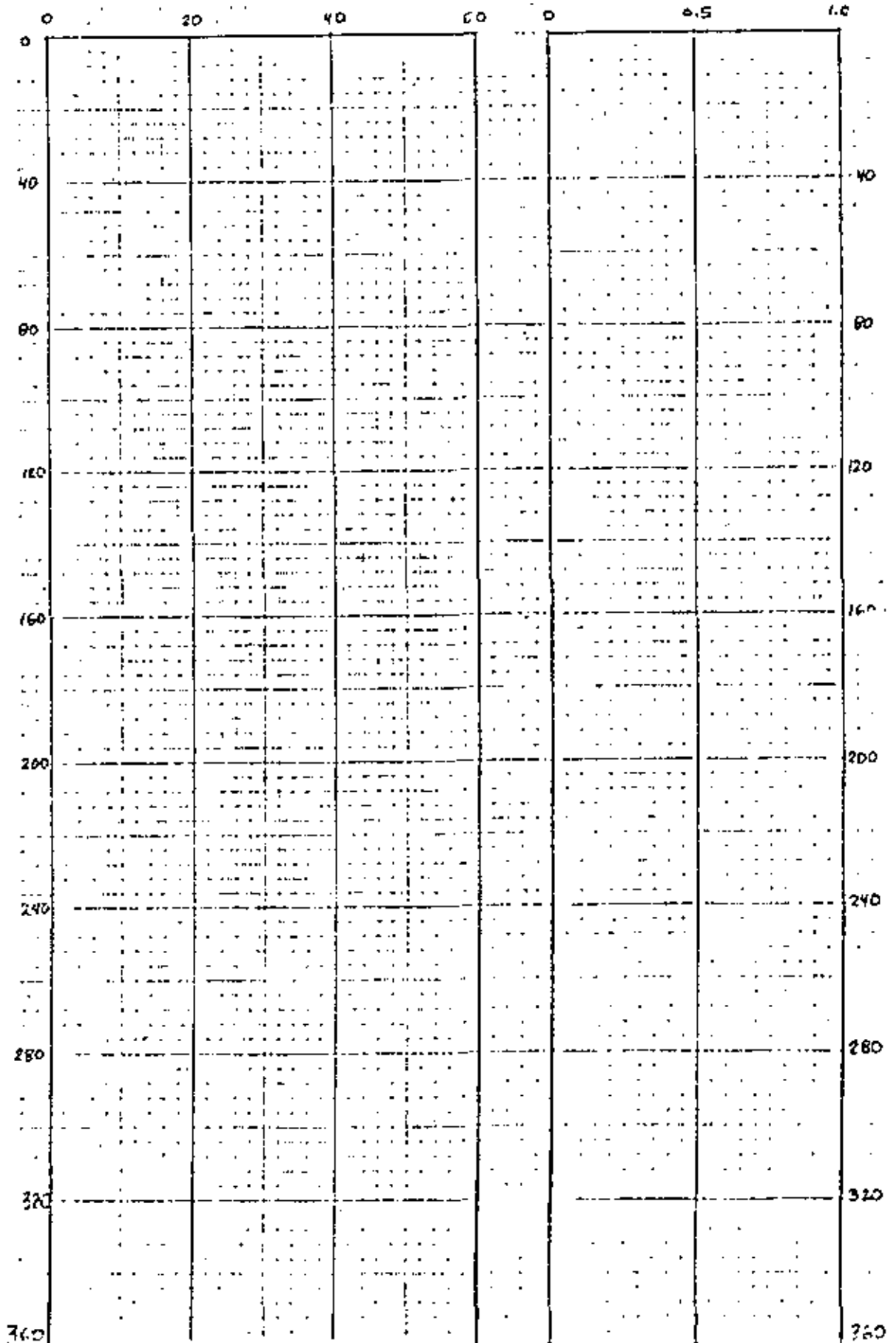
Resistencia al corte no drenada.



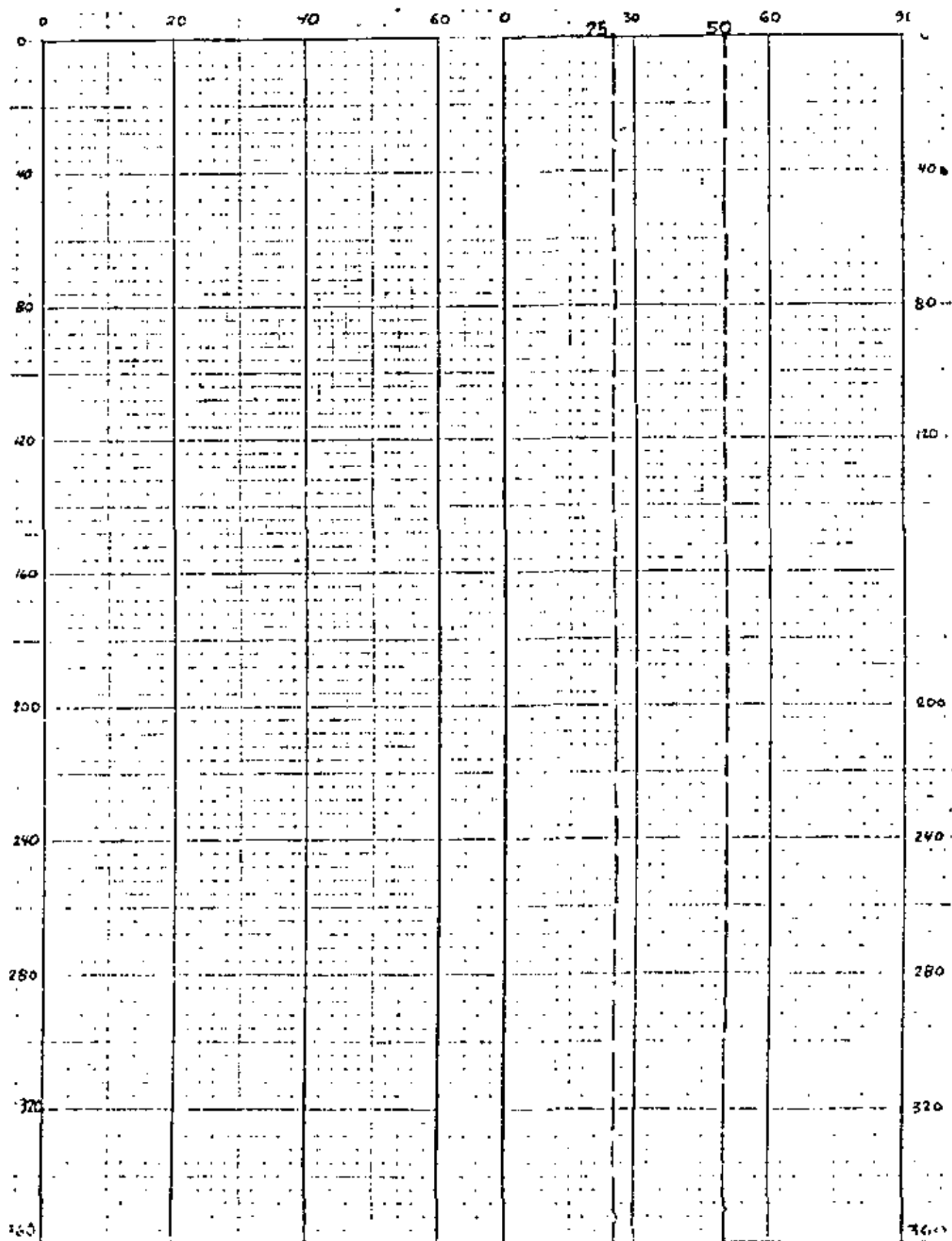




PROFUNDIDAD SAJO AL PISO MARINO













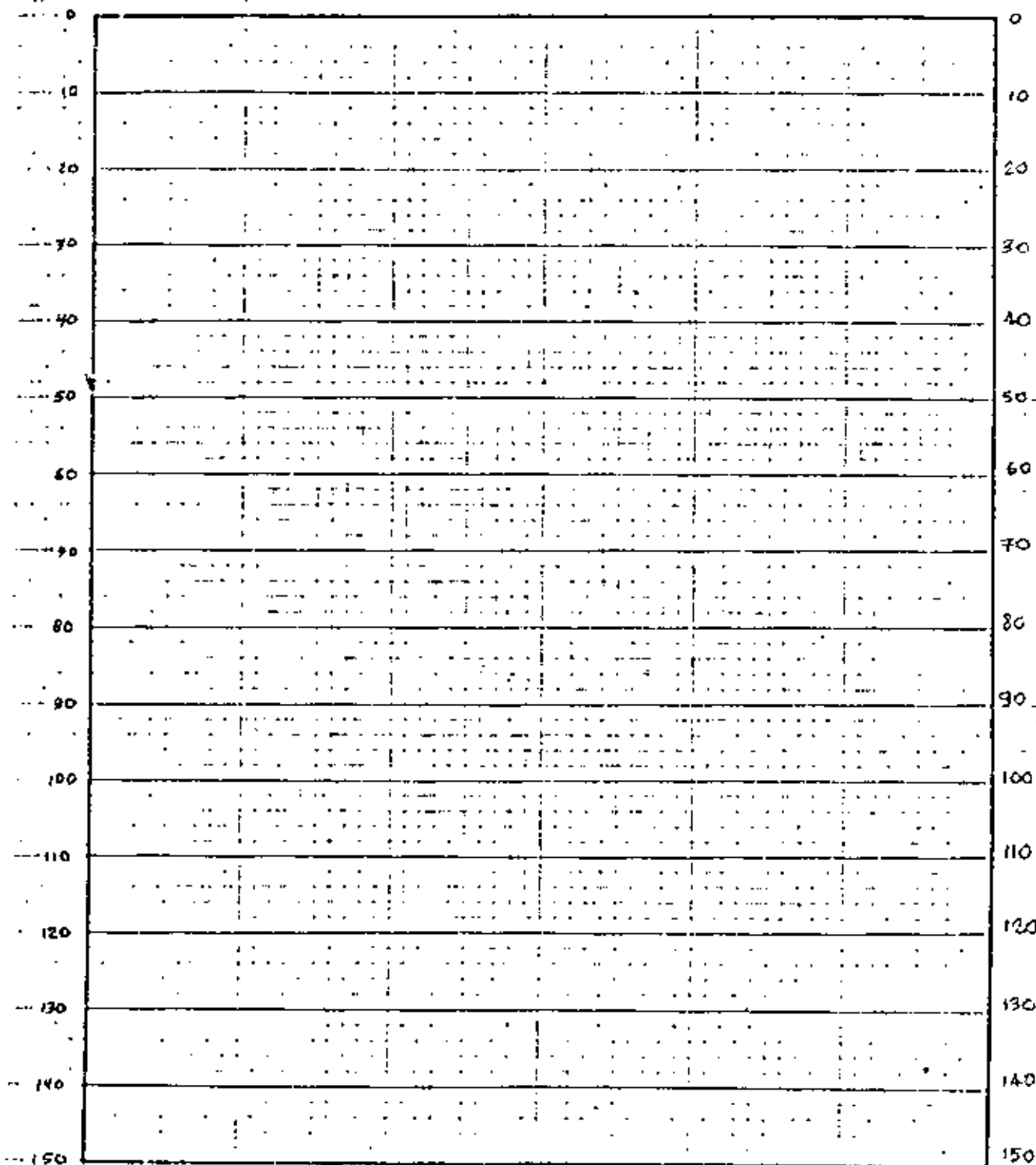




## GRAFICA

 $\varepsilon_{50}, \%$ 

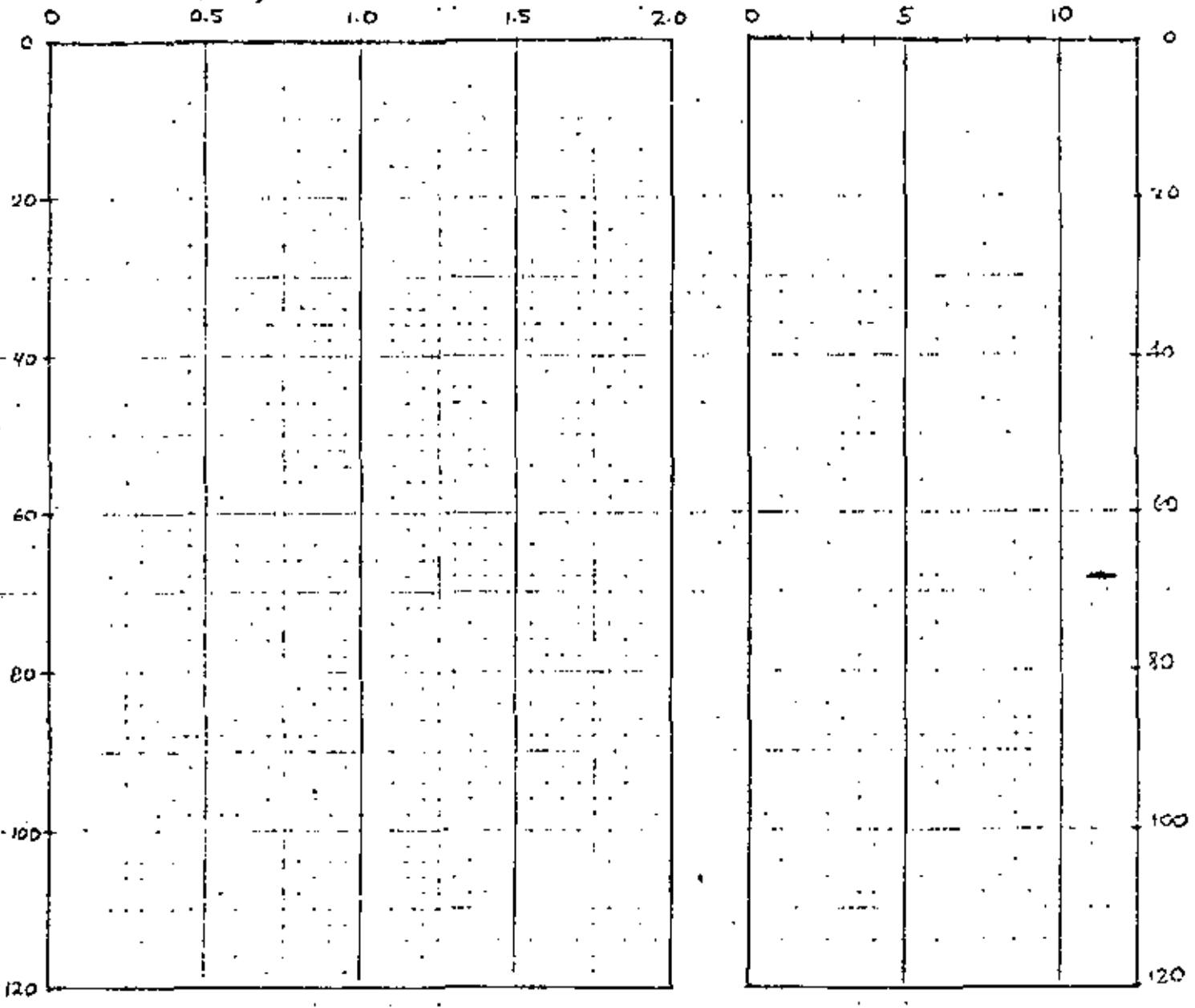
PROFUNDIDAD BAJO EL PISO MARINO





RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA,  $C_u$ , TSF.

$N_p$





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

**GEOTECNIA MARINA  
ANALISIS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS DE PLATAFORMAS  
MARINAS.**

**CONTENIDO:**

1. GENERALIDADES
2. CRITERIOS Y RELACIONES EMPIRICAS
3. ARTICULOS
4. HOJAS DE CALCULO

**ING. RICARDO CAMPOS CAMPOS**

**JULIO, 1983.**



## INSTALACION DE PILOTES EN EL LECHO MARINO

### CONTENIDO:

- 1.- GENERALIDADES.
- 2.- ESTRUCTURACION Y COMPORTAMIENTO DE LOS PILOTES.
- 3.- ALGUNAS IDEAS TEORICAS.

1.- GENERALIDADES.

OBSERVACIONES GENERALES SOBRE LA GEOTECNIA  
MARINA EN MEXICO.

AUTOR : Ing. Ricardo Campos Campos.  
Profesor del Depto. de Mecánica  
de Suelos de la Sección de Gra-  
duados de la E.S.I.A. del  
I.P.N.

1982.

## LA GEOTECNIA MARINA EN MEXICO.

Debido al gran desarrollo que ha tenido la industria petrolera en nuestro país en los últimos tres años, se ha requerido del proyecto y construcción de numerosas plataformas marinas en algunos lugares de los mares litorales del Golfo de México. Esto ocasionó el desarrollo de diferentes disciplinas técnicas que tuvieron que aplicarse en los grandes proyectos de ingeniería que se han realizado y en los que esperan actualmente su ejecución. Una de estas disciplinas es la Geotecnia Marina, la cual no es otra cosa que la aplicación de las teorías y criterios de la Mecánica de suelos en las obras civiles que se conciben o realizan en el subsuelo marino.

Las condiciones ambientales que impone el mar, se presentan obviamente desde la ejecución de los estudios básicos que hay que realizar para desarrollar los análisis de las cimentaciones de las obras marinas. Esto ocasiona que los criterios de estudio cambien, principalmente en la evaluación de los parámetros índice y mecánicos del subsuelo, ya que el muestreo es generalmente difícil y suele presentar muchas incertidumbres en relación a su calidad.

En nuestro país para resolverse el problema inmediato que planteó la expansión de la producción de crudo de los últimos años, se tuvo que acudir a la gran experiencia en geotecnia marina que tienen algunas Empresas Norteamericanas que han desarrollado esos conocimientos en muchas partes del mundo, principalmente a la de aquellas que han aplicado la geotecnia marina en la parte norte del Golfo de México.

La estrategia anterior tuvo como consecuencia positiva, que actualmente los especialistas Mexicanos que participaron activo y directamente en los últimos trabajos aquí en México, cuenten con las ideas básicas que conforman este tipo de estudios y por lo tanto se pueda con su participación, sin llegar a pretender un desarrollo inadecuado, que la Geotecnia marina tenga aplicación neta mente Mexicana dentro de nuestro territorio. Ya que contamos con suficientes recursos materiales y humanos con los que bien se podrían aplicar los procedimientos que más se adaptasen a nuestra realidad tecnológica, sin depender excesivamente del exterior como hasta ahora ha sucedido.

De todos es conocido, el hecho de que en nuestro país la Mecánica de Suelos tiene un lugar privilegiado con el que compite en el mundo con actualidad y brillantez. Por esta razón tan importante, no es posible seguir desperdiciando esos recursos potenciales del conocimiento que con tanto esfuerzo y por tantos años han logrado nuestros técnicos especialistas en esta materia.

Estamos conscientes sin embargo, que planificar la aplicación de la Geotecnia en el ámbito marino precindiendo totalmente de las experiencias y los reglamentos que provienen de las tecnologías que nos venden en el exterior, nos colocarían en la situación

difícil de no contar con las experiencias y recursos técnicos de medición, que es en realidad el aspecto importante del que no podemos - actualmente disponer por falta de recursos económicos. Por esto, es necesario replantear nuestras necesidades tecnológicas y emplear lo es- trictamente necesario del exterior, tratando de asimilar en lo posi- ble los conocimientos básicos de las técnicas adquiridas, además de - tratar de optimizar nuestros presupuestos y dirigir una parte de ellos hacia la aplicación de técnicas de medición a los aspectos fundamen- tales de las obras más importantes. Esto parece ser una muy buena ma- nera para que nuestros técnicos especialistas en la Geotecnia Marina obtengan verdadera experiencia sobre la aplicación de sus conocimien- tos de acuerdo a los problemas económicos que afronta actualmente -- nuestro país.

Si se generalizan las diferentes fases de la Geotecnia Marina aplicada, se tiene:

Primera fase: Recopilación de datos y planeación de los estu- dios Geológico y Geofísico.

Segunda fase: Trabajo de campo.- Exploración directa e indirecta.  
Muestreo.  
Pruebas de campo.  
Pruebas IN SITU.  
Interpretación de datos.

Tercera fase: Trabajo de laboratorio.-Pruebas índice.  
Pruebas mecánicas.

Cuarta fase: Análisis.-Determinación de parámetros de diseño.  
Criterios de análisis.  
Cálculos.  
Conclusiones y recomendaciones.

Quinta fase: Instrumentación.-Diseño  
Construcción e instalación.  
Seguimiento y elaboración de registros.  
Interpretación de datos.  
(mantenimiento).

De acuerdo a la clasificación anterior, la última fase de la Geotecnia Marina aplicada, es la que deberá recibir el mayor impulso en nuestro país, si queremos empezar a caminar realmente hacia el desarrollo de una verdadera técnica nacional en lo que respecta a la realización de obras civiles en el mar.

EL PROBLEMA DE LAS CIMENTACIONES EN EL MAR.

AUTOR : Ing. Ricardo Campos Campos.  
Profesor del Depto. de Mecánica  
de Suelos de la Sección de  
Graduados de la E.S.I.A. del  
I.P.N.

## EL PROBLEMA DE LAS CIMENTACIONES EN EL MAR.

Si pensamos en las cimentaciones de las obras civiles como las transiciones entre las estructuras y los medios naturales de apoyo, mediante las cuales se transmiten y disipan a través del subsuelo las sollicitaciones mecánicas que la obra impone o recibe en un efecto iterativo, el hecho de que el lugar de emplazamiento de una obra esté bajo una importante masa de agua en movimiento, tal y como sucede en el medio marino, hacen que las técnicas de estudio y las acciones constructivas dependan directamente de los accidentes meteorológicos que imperan en la zona. - Lo que marca grandes diferencias entre proyectar y construir una cimentación en tierra firme y proyectar y construir una cimentación en el subsuelo marino.

El hecho de que exista un importante tirante de agua entre el piso marino y la superficie de trabajo, obliga a que los procedimientos de control durante la construcción se compliquen considerablemente en relación a lo que suele suceder cuando la construcción de una obra es en tierra adentro. En el mar, el constructor depende casi exclusivamente de los recursos que concentra a bordo del barco de trabajo cuando se trata de un lugar lejano a la costa y afronta importantes riesgos para lograr el empleo continuo de tales recursos. Estos riesgos se abaten considerablemente si la obra se localiza en la línea de costa, como sucede con las obras portuarias; sin embargo, los accidentes meteorológicos y la acción continua del mar seguirán dificultando las acciones constructivas y de supervisión.

Las obras comúnmente realizadas en nuestro medio marino, han sido:

- Muelles.
- Escolleras.
- Escrigones, y rellenos litoreales.
- Diques de alba.
- Plataformas.
- Tuberías.

Algunas de ellas afrontan menor dificultad durante su construcción debido a que se realizan en zonas de aguas tranquilas - como es el caso de los muelles, diques de alba, rellenos y algunas tuberías. Por el contrario la construcción de escolleras, -- gran cantidad de tuberías, espigones y plataformas marinas tienen que afrontar en toda su magnitud la acción dinámica del mar, principalmente las plataformas cuya ubicación por lo general se localiza en mar abierto, por lo que se hace necesario el empleo de grandes equipos de construcción, costosos métodos de control, de especificaciones de proyecto y un complicado plan operativo - de servicios de apoyo.

La mayoría de los autores sostienen con mucha razón, que la responsabilidad del buen funcionamiento de una cimentación recae sobre el técnico que la estudia y proyecta. Lo que se traduce -- en el hecho de que el constructor podrá realizar sin grandes problemas lo que especifican los planos. Esta es la forma como debe entender su participación el especialista en suelos que interviene en el estudio de una cimentación y de ninguna manera deberá concretarse a la aplicación de criterios académicos sin vinculación con las condiciones reales de las estructuras y sus sitios de anclamiento. Por lo que deberá requerir del conocimiento general del medio donde se comprenda generalmente la disponibilidad de los recursos constructivos, lo que ayudará a la realización de un mejor proyecto en función de sus posibilidades constructivas.

Durante la vida útil de la obra las condiciones de trabajo son más difíciles en el mar que en tierra adentro, ya que la masa del agua de mar constituye una acción dinámica continua que puede amplificar con mucho sus efectos sobre la obra bajo la acción de los mismos elementos comunes y accidentales que se presentan en tierra como lo son: el viento y los sismos, respectivamente.

Se puede por lo tanto construir una pequeña tabla donde se comparan los principales tipos de carga que actúan en las obras construidas en tierra adentro y en las obras construidas en el medio marino:



Tipos de cargas	Acción en tierra.	Acción en el mar.
Permanente	Carga muerta.	Carga muerta
Intermitente	Carga de operación.	Carga de operación
Intermitente	Acción del viento.	Acción del viento
Accidental	Sismos	Sismos
Permanente	-----	Acción del oleaje
Permanente	-----	Mareas
Permanente	-----	Corrientes marinas
Accidental	Acción de las tormentas	Acción de las tormentas
Accidental	-----	Choques de embarcaciones

Según esta tabla comparativa se puede notar la gran diferencia que existe bajo un punto de vista cualitativo, entre las condiciones de trabajo que deberán tomarse en cuenta en el estudio y proyecto de la cimentación de una obra construida y cimentada en tierra y las obras emplazadas en el ámbito marino.

Por lo tanto, se puede concluir con toda certeza que el estudio minucioso y elegante del comportamiento de una cimentación durante su vida útil, de poco o nada servirá, si las posibilidades de construcción de acuerdo a los requerimientos del proyecto son mínimas o prácticamente inexistentes.

Lo anterior es frecuente que suceda cuando se trata del proyecto y construcción de una obra marina, ya que es usual ver actuar en forma independiente a los diferentes grupos participantes en el proyecto y construcción de la obra, dando la impresión nada inteligente de que se esfuerzan por imponer sus ideas olvidándose peligrosamente de la interrelación que existe entre el proyecto y la ejecución de cualquier obra. Desafortunadamente esta situación se agrava cuando tales grupos estén formados por técnicos que desconocen en lo más elemental las causas y los efectos que presentan y producen los diferentes medios ambientales que en el medio marino resultan decisivos en el desarrollo de cualquier actividad ingenieril.

Las condiciones del medio marino se hacen sentir obviamente desde la realización de los diferentes trabajos de campo necesarios para el estudio de la cimentación de la obra. Por ejemplo ante la imposibilidad de una observación directa de campo de la configuración del piso marino se hace indispensable contar con una serie de estudios de prospección geofísica que ayuden a la interpretación de las condiciones generales de los depósitos de suelo marino. Cabe señalar también que resulta indispensable el conocimiento de las condiciones geológicas de la zona de emplazamiento de la obra, por lo que un estudio geológico bien planteado y desarrollado deberá ser motivo del interés del analista encargado del estudio de la cimentación. La exploración directa de los diferentes materiales que constituyen el subsuelo marino es otra de las necesidades que plantea la ejecución de realizar trabajos de campo, y se puede considerar como el mínimo requisito necesario para pretender el estudio de una cimentación marina, debiéndose rechazar cualquier proposición de análisis definitivo en base a datos extrapolados o supuestamente estadísticos cuyo empleo resulta en la mayoría de las veces altamente peligroso, o en el mejor de los casos en detrimento de la economía de la obra.

La exploración directa del subsuelo se realiza mediante la ejecución de un sondeo geotécnico de diámetro promedio de 12 cm en un proceso de perforación rotaria con procedimientos estabilizadores empleando lodo bentonítico. Las operaciones de muestreo de las diferentes capas de suelo, se realizan mediante el sistema denominado Wire Line, el cual parece ser ahora el procedimiento más adecuado debido a la facilidad y simplicidad de su mecanismo que debe adaptarse a la movilidad que impone el oleaje a los barcos geotécnicos que son de donde generalmente se realizan los sondeos del subsuelo marino.

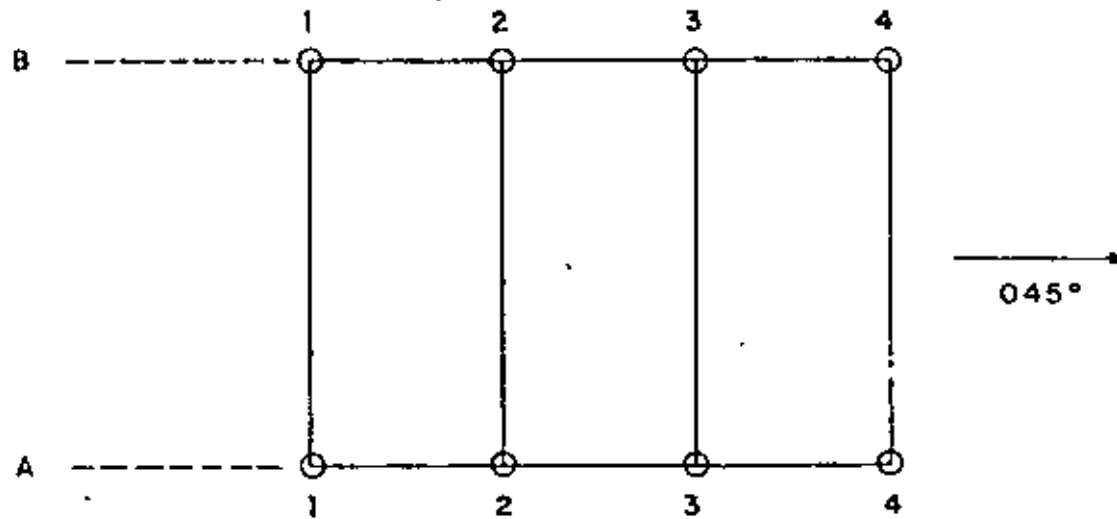
Aunque el equipo exploratorio está equipado con un sistema neutralizador de movimientos verticales producto del oleaje, el hincado de los muestreadores en cada profundidad de prueba se realiza generalmente mediante golpes de martinete, con lo que la calidad de las diferentes muestras de suelo presentan un gran número de incertidumbres. Lo anterior se ha tratado de evitar mediante el empleo de plataformas móviles de apoyo direc

-to en el fondo marino; sin embargo, estas plataformas presentan serias limitaciones en relación a la magnitud del tirante de agua y a la altura de ola, por lo que su empleo queda limitado a zonas cercanas a la costa y de ser posible en aguas protegidas. Todos los trabajos de campo realizados en el mar tienen además una gran dependencia en relación a los fenómenos meteorológicos, por esta razón es frecuente realizar sondeos geotécnicos que llegan a registrar más de una interrupción durante su ejecución y lo que es peor aún en algunas ocasiones registran tramos de perforación que afectan significativamente las condiciones originales del subsuelo y por consecuencia la correcta interpretación estratigráfica del mismo.

Todo lo anterior obliga al técnico en cimentaciones a tener en cuenta la gran importancia que tienen los criterios de interpretación cuando se trata de analizar la información obtenida de un sondeo geotécnico realizado en el medio marino. Esto influye consecuentemente en los programas de ejecución de pruebas de laboratorio y por lo tanto en los criterios de selección de los parámetros de diseño que se deben emplear en los diferentes análisis y procedimientos de cálculo.

El elemento verdaderamente valioso con que debe contar el especialista de Suelos encargado del estudio de la cimentación de una obra marina es sin lugar a dudas la experiencia íntimamente ligada con el medio ambiente, los procedimientos empleados en los estudios de campo, el tipo de obra y los recursos constructivos disponibles, ya que sólo de esta manera podrá darle a cada aspecto de los que constará su estudio el verdadero valor cualitativo y cuantitativo por consecuencia, que lo lleven al encuentro de la mejor solución para el proyecto y ejecución de la cimentación. Siempre dentro de un marco de referencias realista que no debe perder de vista el ingeniero que desea ver coronados sus esfuerzos con el éxito de su trabajo.

## ESQUEMA DE LOCALIZACION

CAPACIDAD DE CARGA AXIAL  
QUE DEBEN TENER LOS PILOTES

POSICION RELATIVA DEL PILOTE	NOMBRE	Qu COMPRESION (Kips.)	Qu TENSION (Kips)
ESQUINA	A-1, A-4, B-1, B-4	7,700	7,050
INTERMEDIO	A-2, A-3, B-2, B-3	6,150	5,700

Tirante de Agua: 208 pies

2.- ESTRUCTURACION Y COMPORTAMIENTO DE LOS PILOTES.

## PARTE III

## 3.- ESTRUCTURACION Y COMPORTAMIENTO DE LOS PILOTES EN EL PROCESO DE INSTALACION

## 3.1.- Aspectos estructurales y constructivos de los pilotes tubulares de acero.

Los pilotes construidos para cimentar estructuras marinas ubicadas a distancias relativamente grandes de la costa, están caracterizados por tener grandes relaciones de esbeltez, debido a que la magnitud de las fuerzas que transmite la sub-estructura sujeta a las acciones de las tormentas y huracanes, o las fuerzas de inercia de la misma, requieren comúnmente que la penetración de los pilotes en el subsuelo marino sea del orden de los 250 a los 400 pies (76-122 m). Y como los pilotes se prolongan sobre el lecho marino más allá del nivel superior de la sub-estructura, estos pueden alcanzar fácilmente de los 600 a los 800 pies (183-244 m) de longitud. En ocasiones especiales se han registrado longitudes de pilote aún mayores, pero generalmente dentro de ciertos límites se busca reducir la longitud de los pilotes empleando mayores diámetros, lo que debe tomarse en cuenta en el diseño de la sub-estructura. Así por ejemplo, para una estratigrafía dada, se tuvo en algún caso:

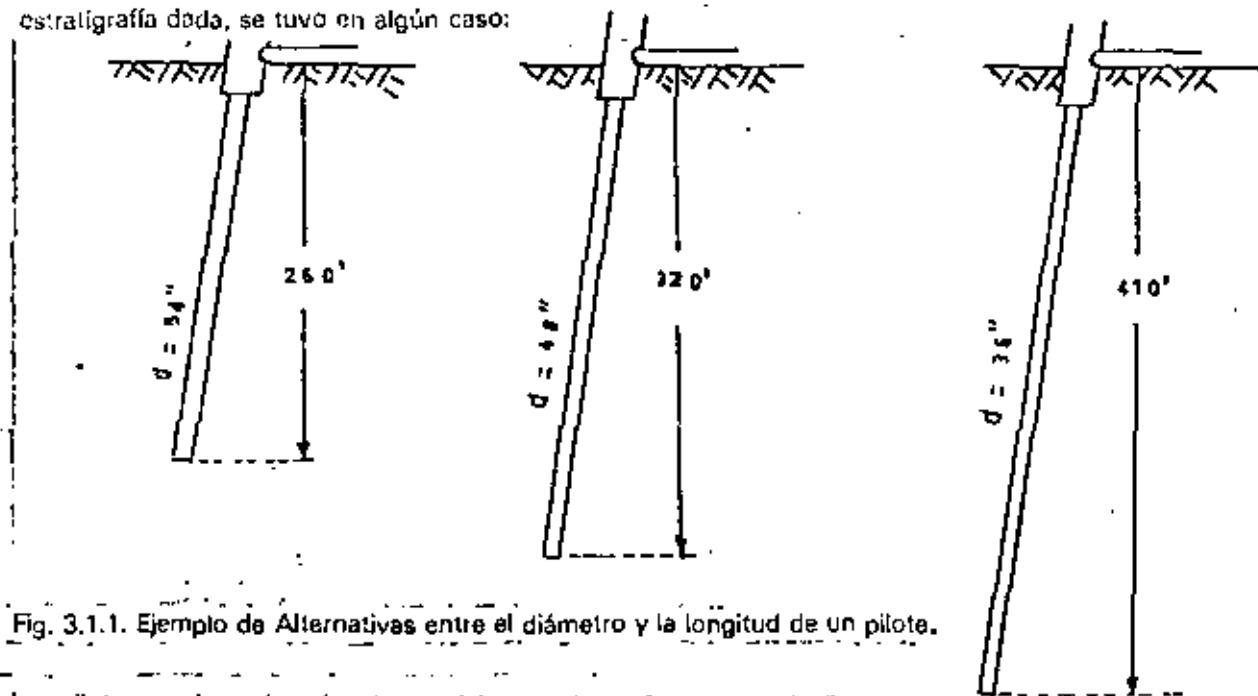


Fig. 3.1.1. Ejemplo de Alternativas entre el diámetro y la longitud de un pilote.

Los pilotes quedan colocados dentro del subsuelo marino con una inclinación con la vertical del orden de los 7 a los 8 grados, debido a la inclinación que tienen las patas de la sub-estructura que funcionan durante la instalación de los mismos, como guías de lanzamiento e hincado de los diferentes tramos de pilote. Esta inclinación probablemente se reduce con la profundidad por la acción del peso del pilote, principalmente en las zonas donde el subsuelo tiene espesores importantes de materiales blandos o sueltos.

Los pilotes usualmente están constituidos por varios segmentos con longitudes de varias decenas de metros, los cuales son hincados en el subsuelo marino a través de las patas de la sub-estructura, y son unidos mediante soldadura bajo estricto control de calidad, por sus bordes de contacto previamente preparados para ello. (Ver figs. 3.1.2 y 3.1.3)

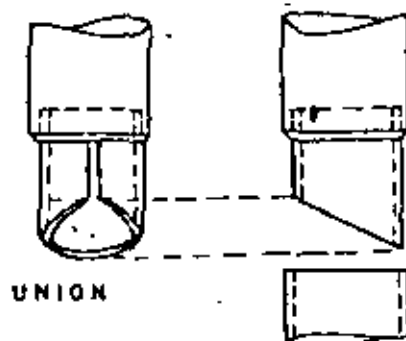


Fig. 3.1.2. Esquema de una guía de unión entre dos tramos de pilote.

las características mecánicas y estructurales de los pilotes suelen comprender entre los datos más importantes, lo siguiente:

Número de tramos, longitud de los mismos, diámetro exterior, variación de espesores con la profundidad, longitud libre fuera del agua, longitud dentro del agua, longitud dentro del subsuelo marino, centro de gravedad de los tramos, tipos de acero, tipos de soldadura, características de unión entre tramos, especificaciones generales de construcción y perspectivas de hincado.

Las características de la soldadura comprenden su tipo, geometría y control de calidad, especificándose si se trata de soldadura de taller o de campo. Además de especificarse al detalle los elementos de unión entre tramos. Tal y como lo muestran las figuras 3.1.3 y 3.1.4.

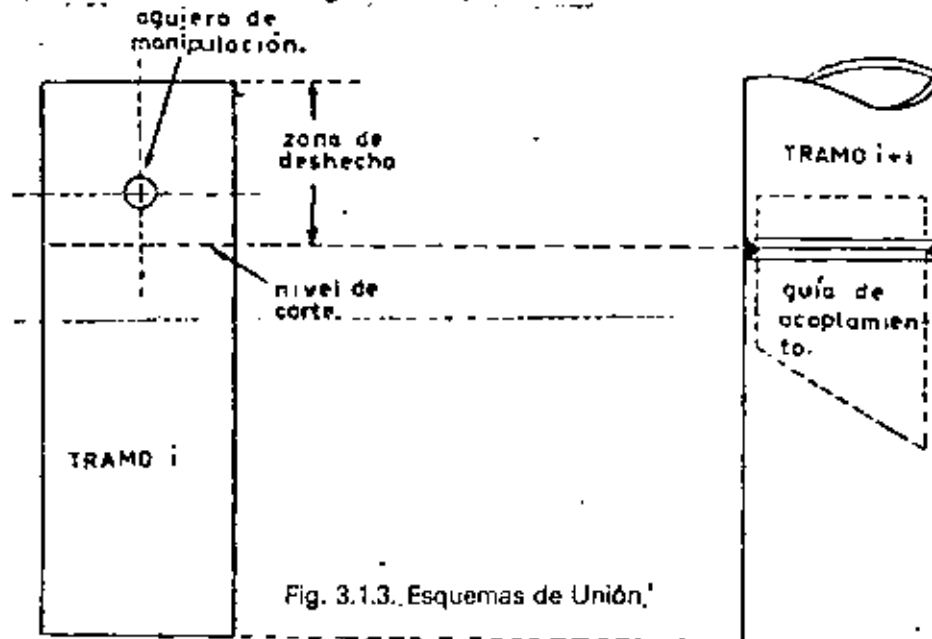


Fig. 3.1.3. Esquemas de Unión.

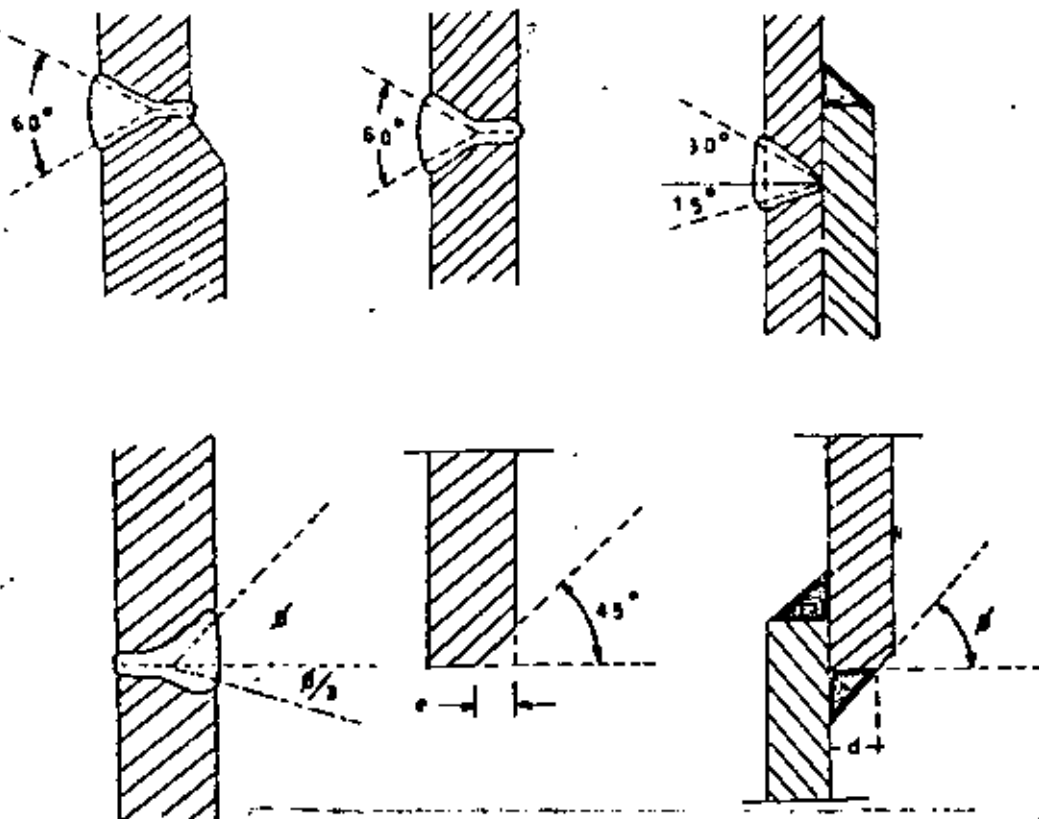


Fig. 3.1.4. Algunas recomendaciones de unión estructural con soldadura.

Los diámetros exteriores de pilote usados comúnmente en México, son de 24, 36, 42, 48 y 54 pulgadas, pudiendo variar los espesores de las paredes de los mismos de 0.625 pulgadas a 3.00 pulgadas (16-76mm), según las zonas de distribución de los esfuerzos debidos a los momentos flexionantes y a los esfuerzos cortantes.

Los cambios de sección se realizan en la cara interior del pilote y consisten en aumentos concéntricos del mismo tipo de metal con que está construido el tubo exterior, ubicados en las zonas de mayores esfuerzos flexionantes y cortantes. Una sección típica de pilote se presenta en la figura siguiente, 3.15

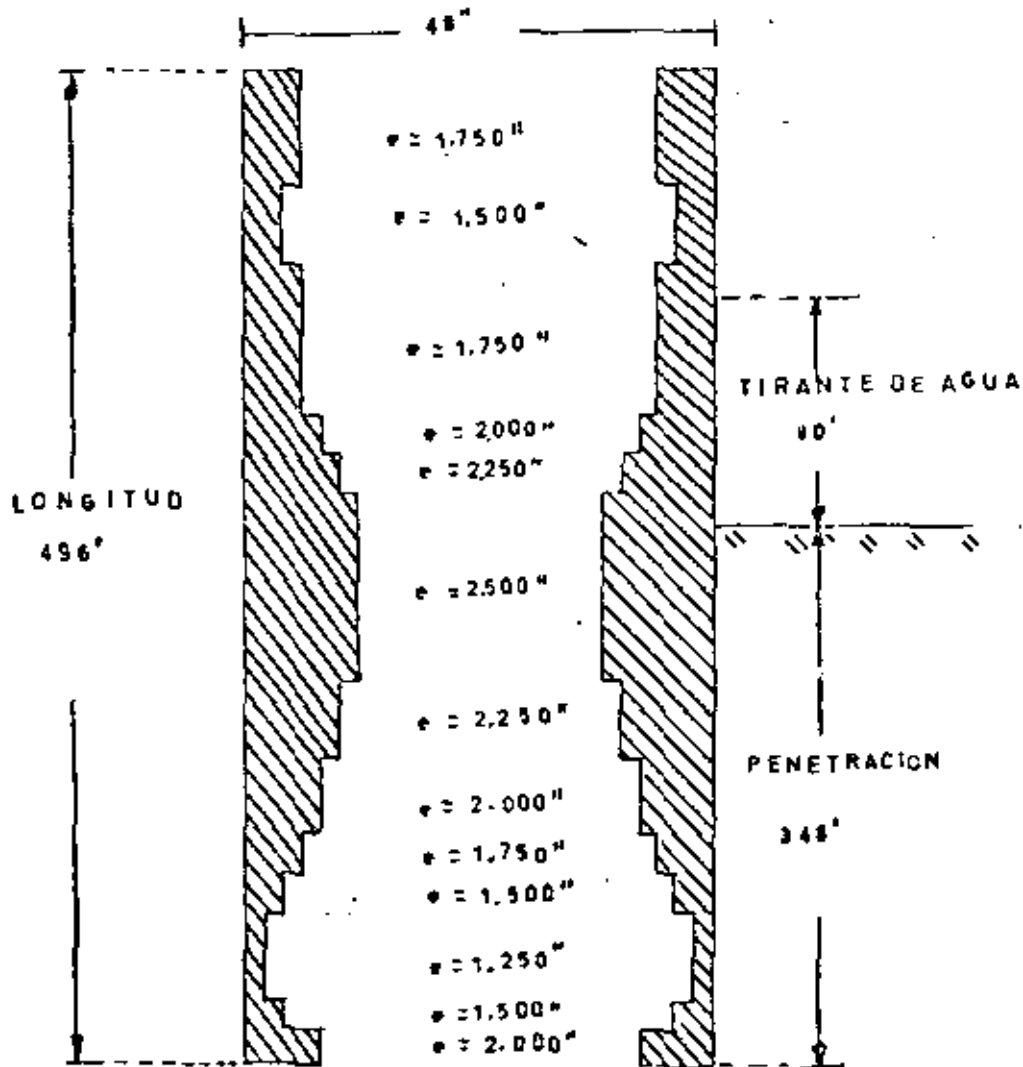


Fig. 3.1.5. Sección Típica de un pilote tubular de acero.



(3) control del pilote se especifica en un plano que contiene todos los aspectos de diseño. (Ver Fig. 3.1.6)

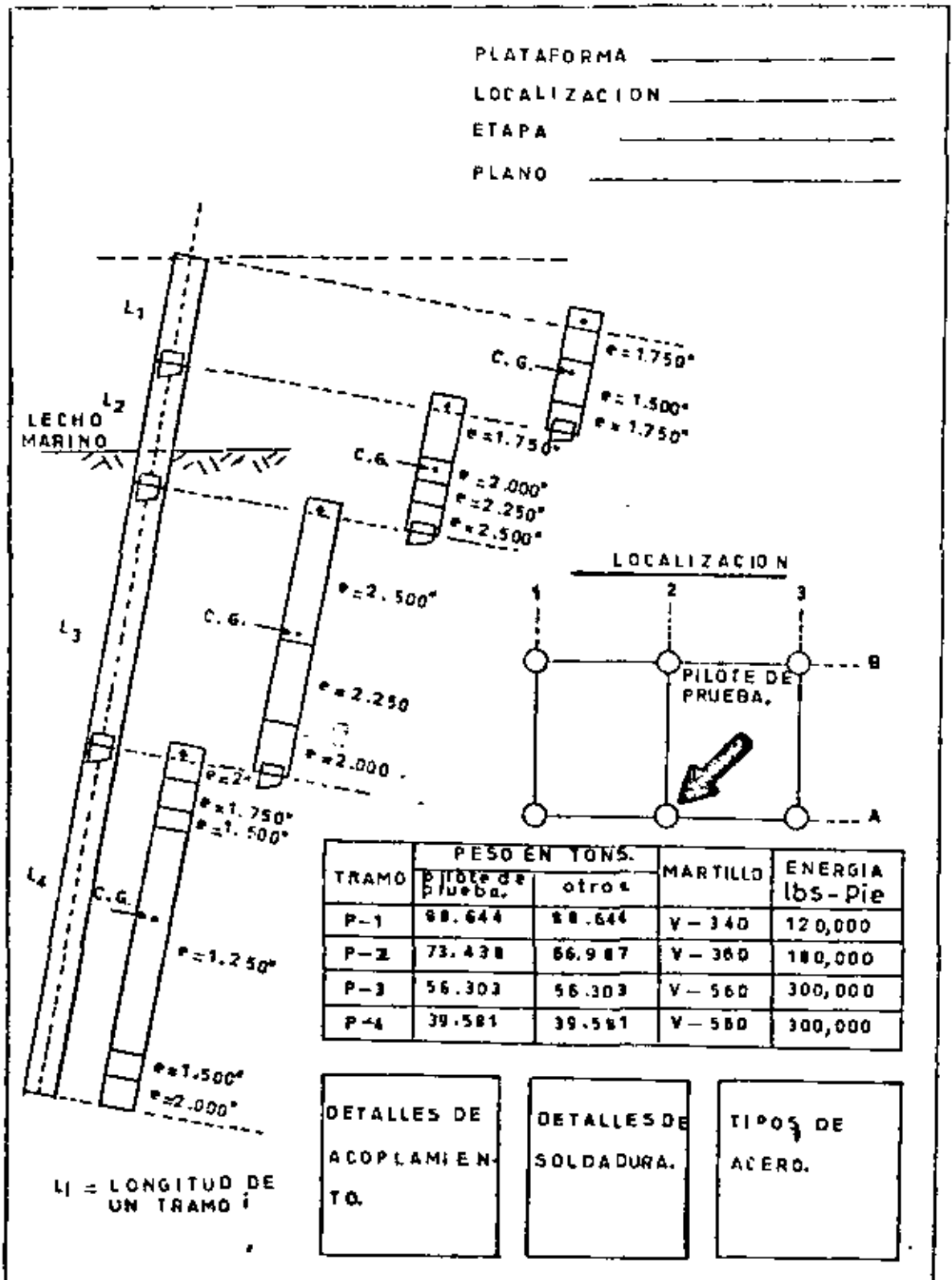


Fig. 3.1.6. Especificaciones de diseño de los pilotes de una cimentación.

### 3 b. Comportamiento de los pilotes durante su instalación.

Una etapa sumamente importante en la instalación de una plataforma marina con sub-estructura metálica, es la que comprende la colocación de los pilotes que constituyen su cimentación, ya que errores en las predicciones del comportamiento de los mismos durante su instalación, pueden detener la construcción de la plataforma el tiempo suficiente para provocar pérdidas económicas de muchos miles de pesos.

El procedimiento fundamental de instalación de los pilotes es el que consiste en el hincado mediante golpes de martinete, según un sistema compuesto por sujeción, guía, cabezote y masa golpeadora.

El equipo de hincado cambia de acuerdo a cada fabricante, pero en todos ellos partes importantes lo constituyen el martillo, la guía y el cabezote.

Existen en el mercado gran variedad de martillos, de los cuales los más usados en México han sido: el Menck-4600, Menck-3000, Menck-2500, Vulcan-340, Vulcan-360 y Vulcan-560.

Algunas características de estos martillos entre otros, se presentan en la tabla siguiente:

TABLA 3.2.11

Energía estimada lbs-pie	Modelo	Marca	Golpes/ minuto	Peso total Lbs.	Logn.del martillo	Consumo de Vapor Lbs/hora.
1,800,000	6300	Vulcan	42	575,000	30'0"	43,873'
1,582,220	MRBS 12,500	Menck	36	540,130	35'9"	52,910
867,960	MRBS 8,000	Menck	38	330,690	30'10"	30,860
750,000	5150	Vulcan	46	275,000	26'3"	45,426
500,000	5100	Vulcan	48	197,000	27'4"	35,977
499,070	MRBS 4,600	Menck	42	176,370	27'5"	19,840
325,480	MRBS 3,000	Menck	42	108,025	25'0"	12,130
300,000	3100	Vulcan	60	195,500	23'3"	30,153
300,000	560	Vulcan	47	134,060	23'0"	20,897
200,000	540	Vulcan	48	102,980	22'7"	14,126
189,850	MRBS 1,800	Menck	44	64,590	22'5"	7,060
180,000	360	Vulcan	62	124,830	19'0"	17,460
180,000	060	Vulcan	62	128,840	19'0"	17,460
150,000	530	Vulcan	42	57,630	20'5"	8,064
120,000	340	Vulcan	60	98,180	18'7"	12,230
120,000	040	Vulcan	60	87,673	17'11"	12,230
93,340	MRBS 850	Menck	45	27,890	19'8"	3,530
90,000	030	Vulcan	54	55,410	16'5"	6,944
81,250	8/0	Raymond	40	34,000	19'4"	5,950
75,000	30X	Raymond	70	52,000	19'1"	8,500
60,000	S-20	MKT	60	38,650	15'5"	
60,000	020	Vulcan	59	43,785	14'8"	5,563
56,875	5/0	Raymond	44	26,450	16'9"	4,250
50,200	200-C	Vulcan	98	39,000	13'11"	8,970
48,750	016	Vulcan	58	33,340	13'8"	4,182
48,750	4/0	Raymond	46	23,800	16'1"	
48,750	150-C	Raymond	95-105	32,500	15'9"	
46,350	MS-500	MKT	40	15,550	16'8"	2,200
45,200	MRBS 500	Menck	48	15,210	16'8"	2,200
42,000	014	Vulcan	59	29,590	13'8"	3,844
40,600	30	Raymond	50	21,000	15'7"	3,000
37,500	S-14	MKT	60	31,700	13'7"	

La operación de los martillos requiere del conocimiento de un mayor número de datos específicos, algunos de los cuales como ejemplo se representan a continuación para dos martillos Vulcan.

Tabla 3 2.

## Vulcan 360

Modelo No. 11F101 Especificaciones No. 2120

## Datos de Operación

Energía de golpeo estimada	180,000 Lbs-pie
Golpes por minuto a presión dada	62
Carrera nominal	3 pies
Velocidad de golpeo en el impacto	13.94 pies/segundo
Fuerza máxima en el impacto	25,980,750 Lbs.
Presión de operación proporcionada al martillo	130 Lbs/pulgada cuadrada
Consumo de vapor a 212° F.	25,556 Lbs./hr.
Consumo de aire (compresión adiabática)	131 m3/minuto

## Dimensiones

Diámetro del pistón	36 pulgadas
Área del pistón	943.22 pulgadas cuadradas
Longitud del martillo	19 pies
Mayor diámetro al que da servicio	80 pulgadas
Dimensión de la manguera	4 pulgadas

## Pesos

Partes de golpeo	60,000 lbs.
Peso neto del martillo	124,830 Lbs

Tabla 3 23

## Vulcan 560

Modelo No. 22F100. Especificaciones No. 2100

## Datos de Operación

Energía de golpeo estimada	300,000 Lbs-pie
Golpes por minuto a presión dada	45
Carrera nominal	5 pies
Velocidad de golpeo en el impacto	17.64 pies/segundo
Fuerza máxima en el impacto	34,232,750 Lbs.
Presión de operación proporcionada al martillo	150 Lbs/pulgada cuadrada
Consumo de vapor a 212° F.	30,150 Lbs./hr.
Consumo de aire (compresión adiabática)	160 m3/minuto

## Dimensiones

Diámetro del pistón	36 pulgadas
Área del pistón	943.22 pulgadas cuadradas.
Longitud del martillo	23 pies
Mayor diámetro al que da servicio	80 pulgadas.
Dimensión de la manguera	5 pulgadas

## Pesos

Partes de golpeo	62,500 Lbs
Peso neto del martillo	134,060 Lbs.

Se presentan dos esquemas de las partes componentes de un martillo Menck y otro Vulcán.  
(Ver figs. 3.2.1 y 3.2.2, respectivamente)

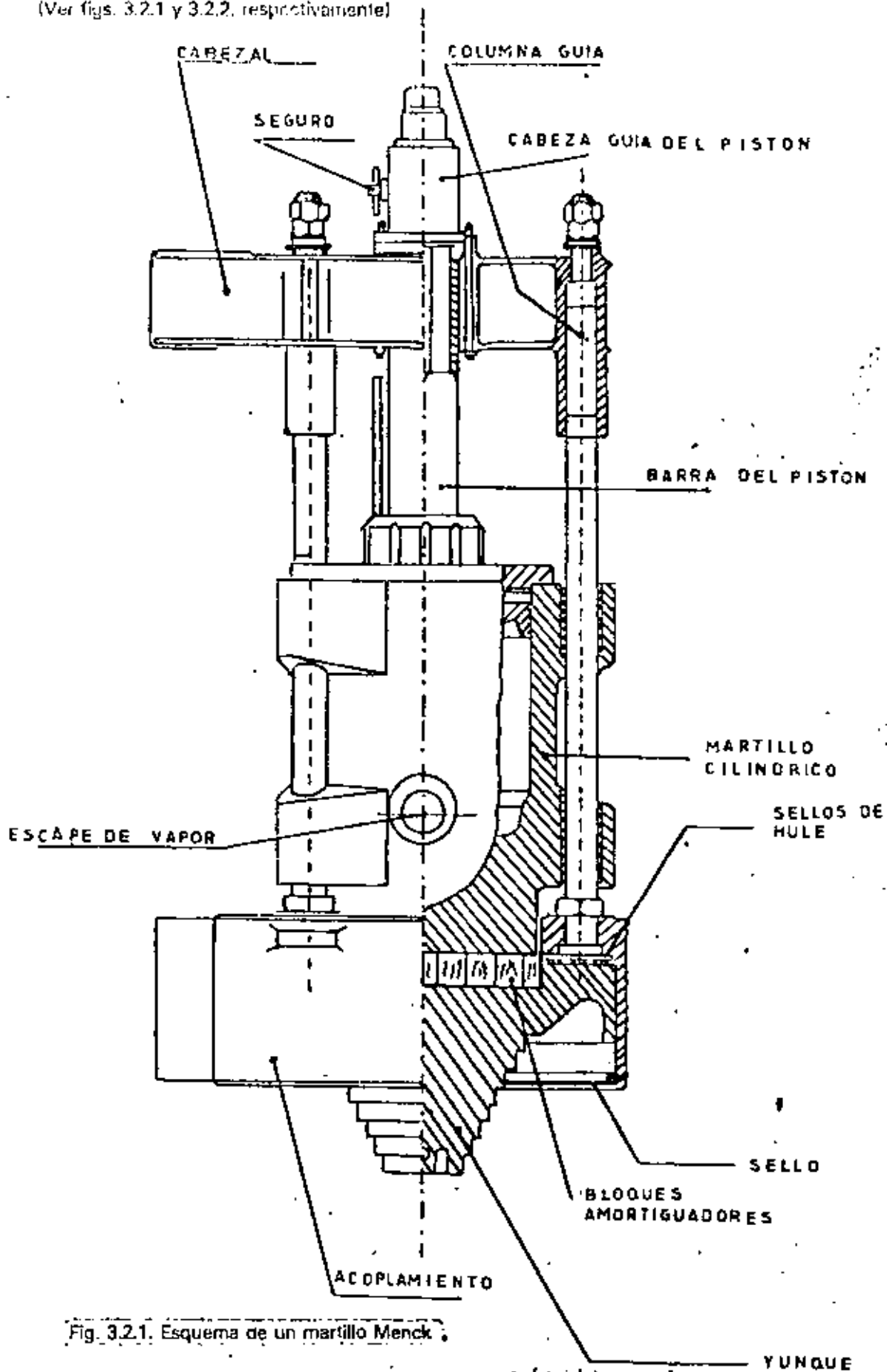


Fig. 3.2.1. Esquema de un martillo Menck.

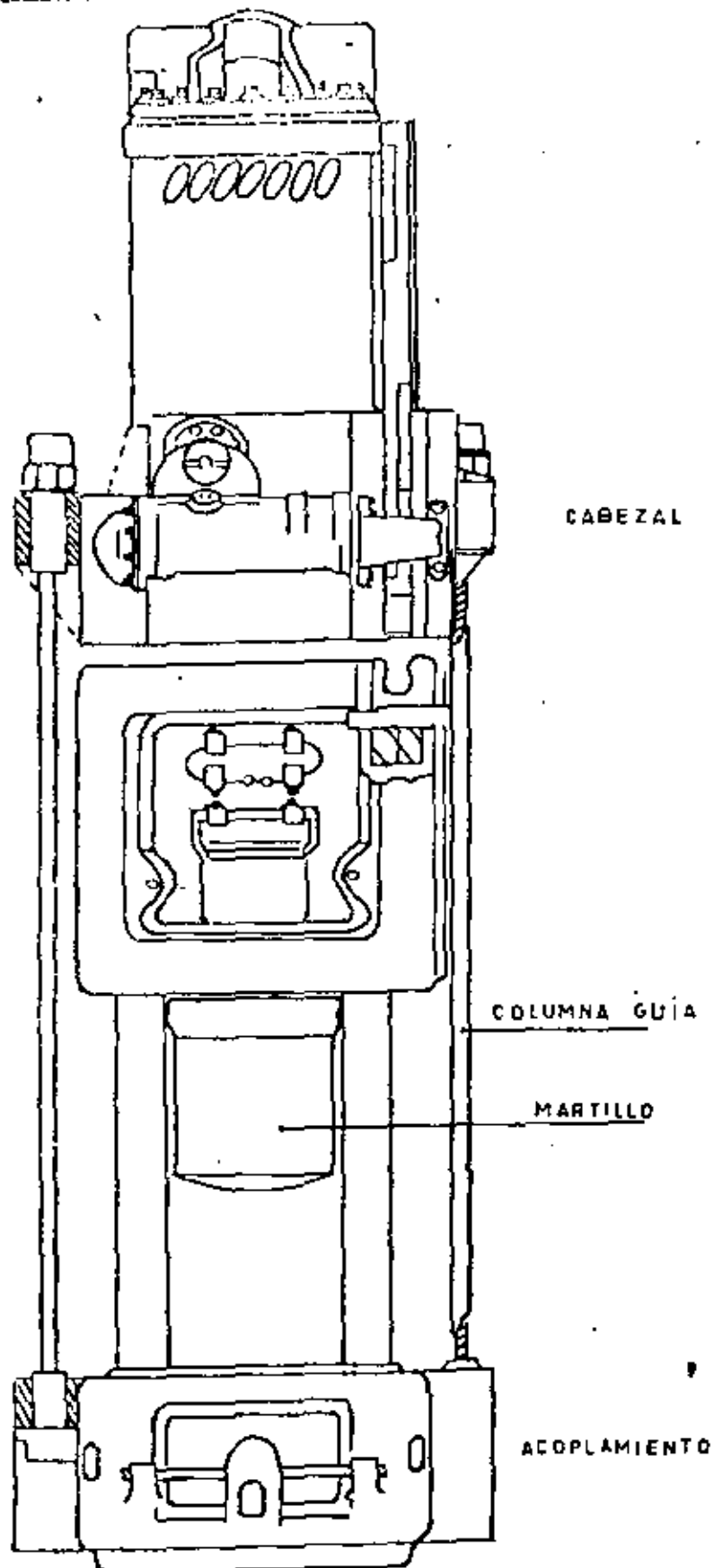


Fig.3.2.2. Esquema de un martillo vulcan.

El cabezote sobre el cual golpea el martillo de hincado, transmite la energía al pilote mediante un acoplamiento de contacto que generalmente está construido para aplicarse en 4 diámetros diferentes. Existen también muchos tipos y marcas de cabezotes. Aquí se presentan las características de algunos de ellos para los martillos Vulcan, entre los cuales se encuentran los más usados en nuestro país. (Ver Fig. 3.2.3)

Tabla 3.2.4.

Tamaño del martillo	Pieza No. comercial	Diámetro exterior de los pilotes
010	05A-1000-1	12"-16"-20"-24"
014	06A-1000-1	24"-30"-36"-42"-48"
016	07A-1000-1	24"-30"-36"-42"-48"
020	08A-1000-1	24"-30"-36"-42"-48"
030	09A-1000-1	24"-30"-36"-42"-48"
340	10A-1000-1	36"-42"-48"-60"-72"
360	11A-1000-1	36"-42"-48"-60"-72"
540	20A-1000-1	36"-42"-48"-60"-72"
560	22A-1000-1	36"-42"-48"-60"-72"
3100	15A-1000-1	42"-48"-54"-60"-72"
5100	29A-1000-1	48"-60"-72"-84"-96"

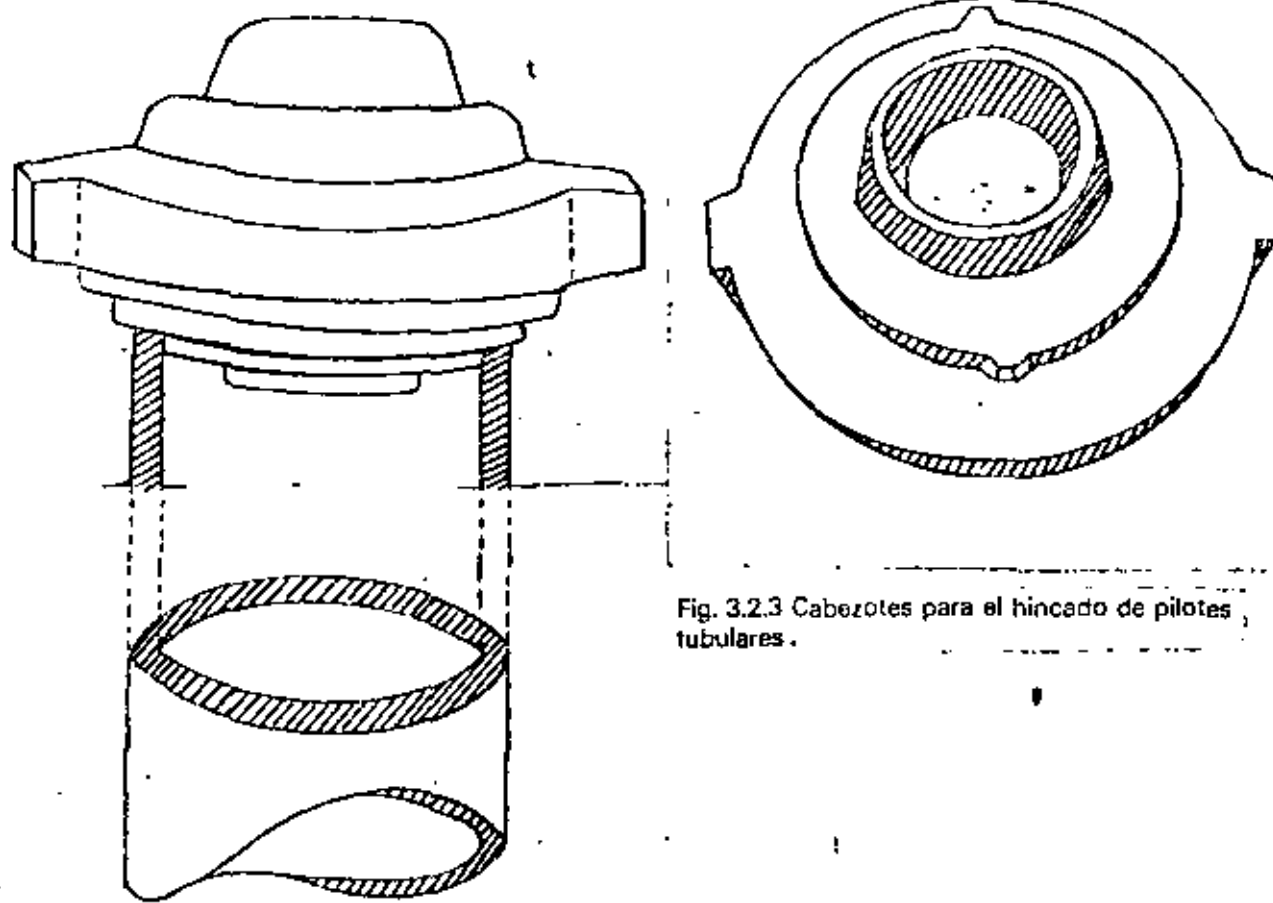


Fig. 3.2.3 Cabezotes para el hincado de pilotes tubulares.

El proceso de hincado se realiza mediante una embarcación de trabajo equipada con diferentes tipos de grúas, de las cuales la mayor tiene capacidad para manipular tramos de pilote de más de 100 m de longitud. Este equipo es bastante costoso, por lo que tienen muchísima importancia los tiempos de interrupción del proceso cada vez que se realiza la junta de dos tramos de pilote, o se presentan situaciones imprevistas. Además es de sobra conocido el hecho de que cualquier interrupción en el proceso de hincado permite al suelo recuperar parte de su resistencia al corte con lo que presentará mayores dificultades al paso del pilote cuando se reinicie el proceso, obligando al constructor a un mayor empleo del equipo de hincado y frecuentemente al cambio del martillo. Por todas estas razones, los datos de hincado se registran cuidadosamente, manteniéndose una estricta supervisión sobre la operación, ya que generalmente se presentan contratiempos durante su desarrollo y es conveniente tratar de resolverlos en el campo, así como tenerlos en mente para la instalación de los pilotes siguientes. A continuación se muestra un registro típico de hincado:

REGISTRO DE HINCADO				
Razón Social ó Institución				
Plataforma _____		Pilote No. _____		
Localización _____		Fecha de terminación _____		
Fecha de iniciación _____		Tirante de agua _____		
Diámetro exterior del pilote _____		Penetración de diseño _____		
Tipo de martillo _____		ESQUEMA DE LOCALIZACIÓN.		
Personal de vigilancia _____				
Profundidades donde hubo interrupciones _____				
Tiempo en cada interrupción _____				
Penetración.	Golpes por unidad de penetración.	No. de golpes acumulados.	Golpes por minuto.	Observaciones.

En base a los registros de hincado, se grafica el número de golpes por unidad de penetración del pilote en función a la profundidad y de esta manera, se tiene en forma objetiva el comportamiento del pilote durante su instalación, así como la consignación de todos los eventos importantes del desarrollo, como lo son las esperas, los cambios de martillo, los tiempos de unión, etc. (Ver Fig. 3.2.4)

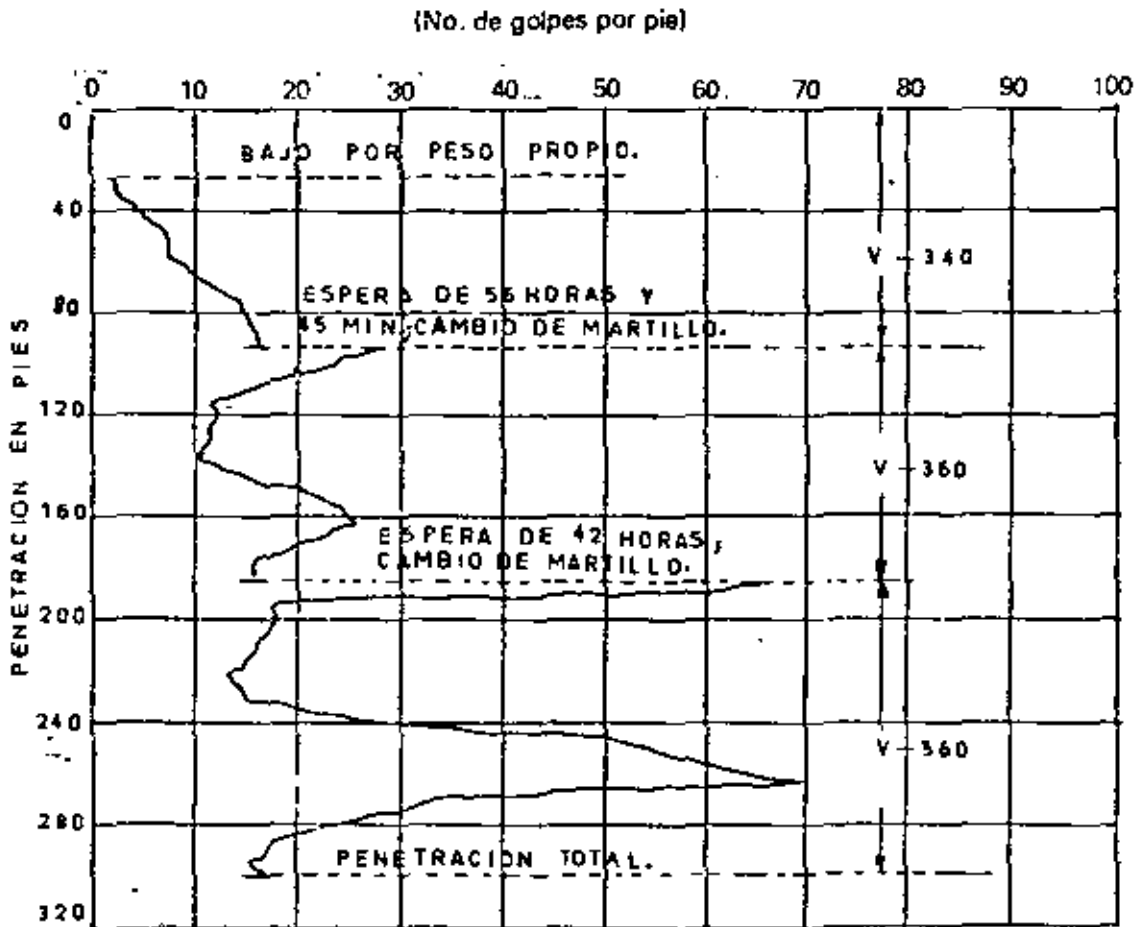


Fig. 3.2.4. Registro de hincado de un pilote

Conviene cuando se van a construir varias plataformas relativamente cercanas entre sí, procesar toda la información gráfica del hincado de los pilotes, y de esta manera determinar un rango de comportamiento para todo el grupo en cada plataforma, con lo cual se irá definiendo cada vez mejor el comportamiento futuro de los grupos de pilotes por instalar en las demás plataformas. Existen sin embargo, muchísimos factores que pueden influir considerablemente en el proceso de hincado de los pilotes, principalmente los cambios estratigráficos no detectados por la exploración geotécnica, como lo pueden ser la presencia de concentraciones de coral y concha, la existencia de diferentes grados de litificación de los sedimentos finos, la concentración variable de carbonatos, así como variaciones en la compacidad de los materiales granulares definidos en los arreglos estratigráficos, entre muchas otras causas. (Ver fig. 3.2.5)



No. de golpes por pie de penetración. I

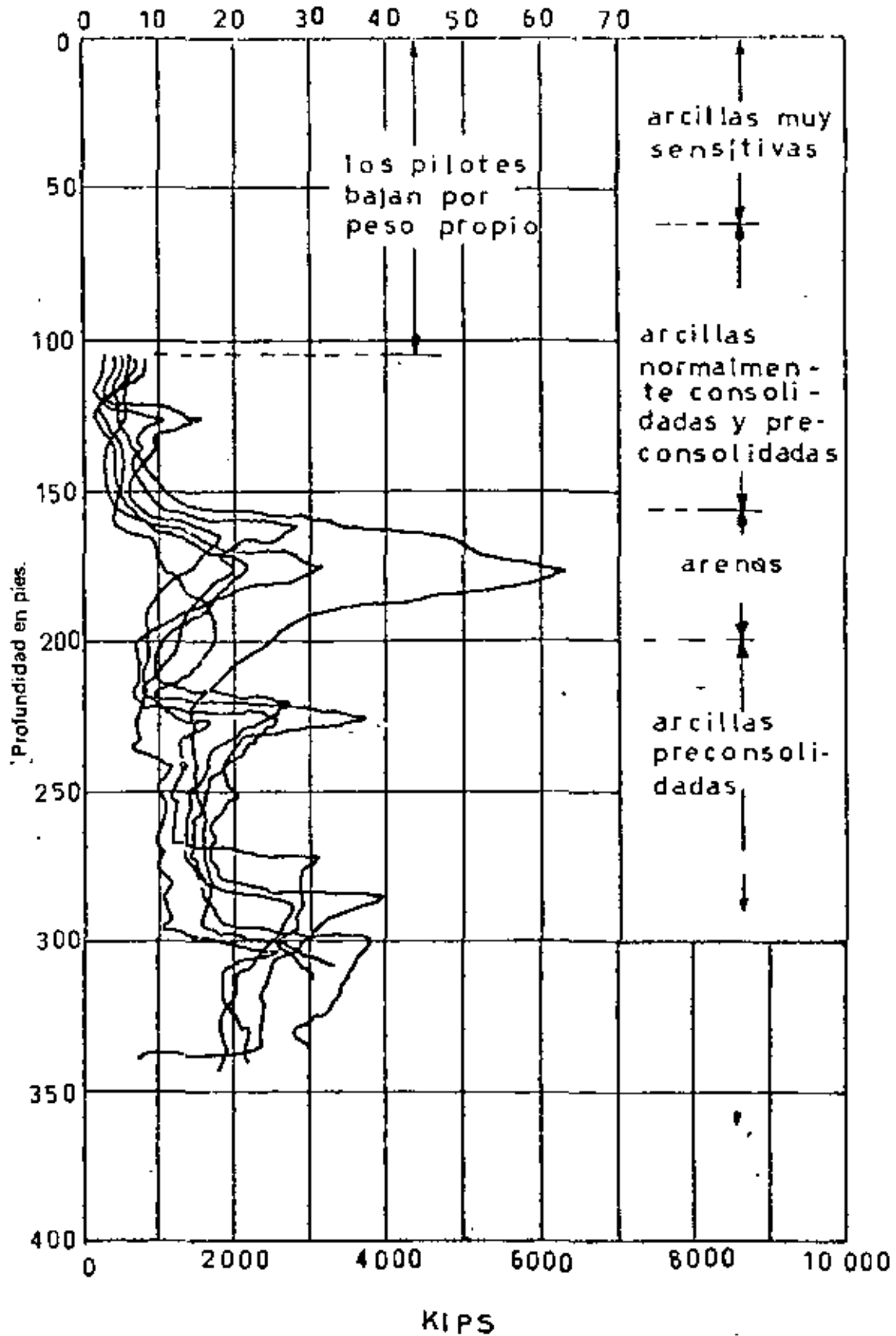


Fig. 3.2.5. Gráficas de hincado para un grupo de pilotes.

Cuando por alguna de las causas anteriores o alguna otra desconocida, el hincado del pilote se dificulta con los equipos existentes pudiendo llegar esto al grado de la detención total del pilote, es necesario recurrir a los procedimientos de hincado auxiliares, con el fin de poder proseguir con el proceso mediante golpes de martillo hasta que el pilote alcance con su extremo inferior la elevación de diseño. Estos procedimientos son básicamente:

El empleo de diámetros menores en un efecto de telescopía.

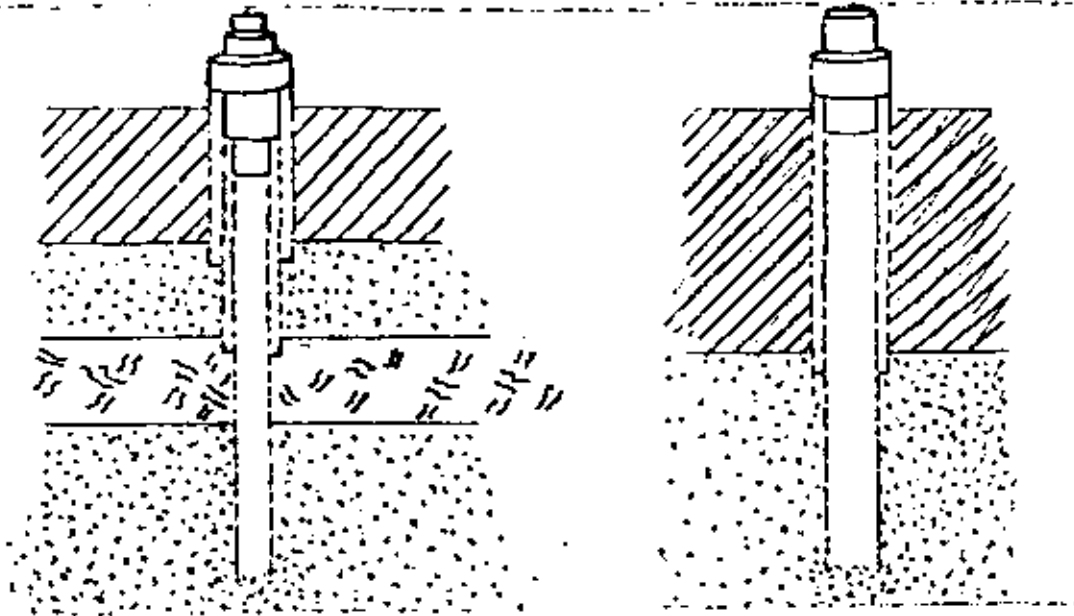


Fig. 3.2.6. Colocación de pilotes mediante el procedimiento de telescopía.

La oradación del tapón y prolongación de la perforación más allá del extremo inferior del pilote, con lo que se debilita la resistencia y es probable que se pueda proseguir el hincado a golpes de martillo.

Existen otros procedimientos auxiliares de instalación cuya operación es más complicada en busca de mejores resultados, pero generalmente, en el medio marino esos procedimientos fracasan por su grado de complejidad en su aplicación cuando no se tiene la tecnología adecuada.

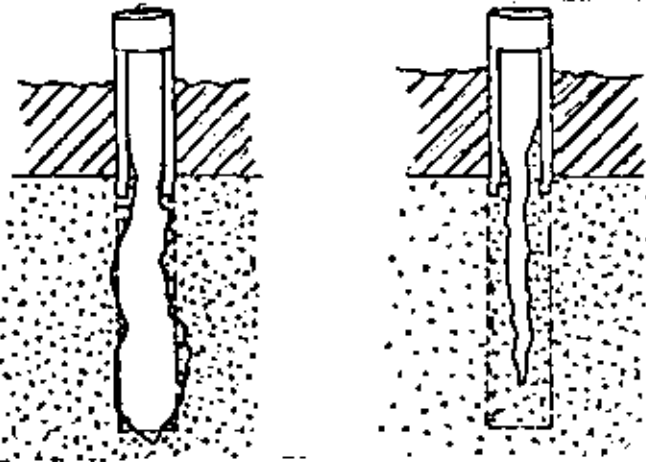


Fig. 3.2.7. Colocación de los pilotes mediante perforación previa, sin control y controlada.

3.- ALGUNAS IDEAS TEORICAS.

## INSTALACION DE PILOTES EN EL MAR

Por el Ing. Ricardo Campos Campes  
PROFESOR DE ASIGNATURA DE LA E.S.I.A.

### 1.- INTRODUCCION:

Como parte fundamental del estudio de cualquier cimentación profunda constituida por pilotes deberán garantizarse las posibilidades reales de instalación de los mismos. Es decir que el verdadero éxito que tenga un proyecto de cimentación mediante pilotes dependerá definitivamente de que éstos puedan colocarse en condiciones razonablemente previsible que hagan económicamente posible un adecuado control técnico durante su instalación. Si ésto no se logra probablemente poco importará la calidad de los criterios empleados para determinar el comportamiento mecánico definitivo de la cimentación.

Las cimentaciones piloteadas para su realización requieren de una magnífica interpretación de las condiciones mecánicas de los depósitos que conforman al subsuelo. Ya que no basta conocer adecuadamente esas características deducidas de la exploración geotécnica y la manera en que hipotéticamente intervendrán durante la vida funcional de la obra sino que deberá garantizarse la posibilidad constructiva de la cimentación dentro de los márgenes económicos razonables, determinándose si las propiedades mecánicas del subsuelo han sido o no alteradas, lo que deberá tomarse en cuenta en la revisión o aceptación de los resultados del análisis geotécnico realizado para predecir el comportamiento de la cimentación durante su vida útil. Sólo así se puede considerar completo el estudio de este tipo de cimentación.

En esta ocasión se tratarán exclusivamente los problemas de hincado que se presentan en las cimentaciones constituidas por pilotes de acero de sección anular ubicadas en mar abierto.

### 2.- PLANTEAMIENTO:

De sobra es conocido el hecho del gran costo que representa el empleo del equipo de hincado de pilotes en tierra, lo que se menciona como referencia antes de tocar el problema en el medio marino. Tal encarecimiento obedece principalmente a las condiciones difíciles de acceso que presenta la obra, a los tiempos excesivamente grandes de transporte cuando los sitios de las obras se encuentran aislados entre sí y a las numerosas dificultades, no previstas durante el hincado de los pilotes debidas al comportamiento del suelo de cimentación.

Los problemas referentes al funcionamiento del equipo no serán tratados en este trabajo ya que generalmente son responsabilidad del armador de la maquinaria y del constructor que la emplea; mientras que, los problemas que se presentan debidos al suelo de cimentación durante el hincado de los pilotes, serán de la estricta responsabilidad del proyectista, el cual no puede atribuirse el éxito en su análisis de la cimentación, si los pilotes no tienen el comportamiento previsto para su etapa de instalación dentro del subsuelo.

Básicamente la instalación de los pilotes tiene problemas cuando el hincado de los mismos presenta características no esperadas por el constructor, el cual prepara sus acciones de campo de acuerdo a las recomendaciones de instalación proporcionadas por el proyectista. Las dificultades se presentan por muy variadas causas y sus efectos pueden ser una excesiva resistencia del subsuelo al hincado que entorpece y a veces impide totalmente el peso de los pilotes hacia su ubicación de diseño o una mínima resistencia al hincado que puede alterar peligrosamente el programa constructivo del pilote si éste consta de varios tramos o simplemente origina serias dudas sobre la capacidad de carga definitiva del mismo. Sea cual sea la dificultad no esperada durante el proceso, es necesario asegurarse que el proceso correctivo o complementa-

rio que se aplica para lograr el hincado de los pilotes no deje consecuencias significativas en el comportamiento permanente de la cimentación de acuerdo a los factores analizados en el estudio geotécnico. Si por el contrario se originan cambios inevitables en la estructuración del subsuelo y de los pilotes, es imprescindible que éstos queden razonablemente determinados y pueda realizarse la revisión del análisis de la cimentación.

En ninguna manera la evidencia durante la instalación de los pilotes es válida para predecir el comportamiento permanente bajo condiciones normales de trabajo de la cimentación.

Los problemas comúnmente observados en la realización de una cimentación mediante pilotes hincados en tierra adentro, se amplifican considerablemente cuando la obra que requiere este tipo de cimentación se proyecta y realiza en el medio marino, principalmente cuando el sitio de la obra está relativamente alejado de la costa y de los puertos de abastecimiento como es el caso de las plataformas marinas construídas para la industria petrolera. En ellas, las longitudes de pilote exceden con mucho a las empleadas en tierra; por lo tanto, los equipos de hincado son mucho más grandes y pesados. A esto se agrega la problemática que representa la operación constructiva en el mar, la cual para ser resuelta requiere de equipos, procedimientos y personal especializados cuyo costo operativo es mucho más grande que lo que puede considerarse en tierra. Aún más, las profundidades relativamente grandes a las que se llevan los pilotes dentro del subsuelo marino, multiplican considerablemente las variables de hincado.

En resumen, según los comentarios anteriores, se pueden señalar ciertas diferencias básicas entre el hincado de pilotes en tierra y el hincado de pilotes en el medio marino que con la pauta en la determinación de los costos de instalación que son significativamente mayores en el medio marino.

#### Instalación de pilotes en tierra adentro

Menor longitud de pilote (hasta 35 metros).

Equipo de hincado menos costoso (de fácil manipulación, reparaciones accesibles y existencia de refacciones en el país, generalmente).

Disponibilidad de equipo (existencia de equipo en el mercado nacional).

En muy contadas ocasiones, costos operativo de abastecimiento. (zonas de acceso difícil).

Muy poca influencia de los accidentes meteorológicos en las operaciones (ésto está ligado principalmente con las épocas del año y las regiones donde se ubique la obra).

Empleo de tecnología nacional (la experiencia que se tiene en tierra es actualmente en México muy importante).

#### Instalación de pilotes en el medio marino

Mayor longitud de pilote (hasta 150 metros).

Equipo de hincado muy costoso (requiere de un barco de trabajo con instalaciones especiales, operación complicada, reparaciones especializadas y refacciones en el extranjero).

Difícil disponibilidad de equipo (únicamente posible mediante permisos migratorios y de importación).

Costoso operativo de abastecimiento permanentemente (se manifiestan las condiciones del medio marino).

Gran influencia de los accidentes meteorológicos en las operaciones (ésto se hace sentir generalmente todo el año).

Empleo de tecnología extranjera (actualmente existe poca experiencia en el medio marino).

Estos factores generales aquí comparados resaltan muy claramente la importancia económica que pueden tener las detenciones de proyecto, errores accidentales y rectificaciones de acción, durante el proceso de instalación de pilotes hincados, la que deberá tener en mente en forma constante el especialista que realice los análisis de cimentación mediante pilotes, principalmente cuando se trate de una obra del mar.

Conviene ahora mencionar algunos aspectos técnicos que han sido detectados y estudiados por algunos investigadores de la Mecánica de Suelos que se han interesado en el comportamiento de los pilotes hincados mediante la aplicación de un estirgo a golpes de martillo. Con el fin de proporcionar el marco de referencia adecuado que permita establecer la inquietud por estudiar los numerosos aspectos que comprende este problema. Por tal motivo, se presentan algunas ideas que en cierta medida pueden justificar el comportamiento circunstancial de los pilotes durante el hincado y permanencia posterior dentro del estado sónico, sin que se pretenda dar una explicación completa del fenómeno a que se tiene conciencia de la complejidad del problema que representa el hincado de pilotes y su influencia posterior en el funcionamiento de la obra, lo que requiere del desarrollo de investigaciones que actualmente han recibido en nuestro país muy poca atención por parte de los especialistas espíricos y técnicos que participan dentro de la Mecánica de Suelos. Sin embargo, las ideas que a continuación se exponen pretenden motivar el interés del técnico hacia la necesidad de inventar y desarrollar técnicas que nos lleven a la aplicación de criterios realistas para resolver los problemas de hincado y definir el comportamiento posterior de los pilotes.

### 3.a.- Sensibilidad de los suelos finos:

Los suelos finos presentan menor resistencia al corte cuando su sensibilidad es importante. En cambio ésta, la propiedad que tienen estos suelos de degradarse bajo esfuerzos cíclicos o dinámicos, provocándose en ellos una muy considerable disminución de su resistencia al corte. En general los suelos cohesionados presentan cierta resistencia residual después de que fallan, cuyo valor es menor a su resistencia máxima (5), siendo la diferencia entre dichas resistencias al corte mayor en los suelos preconsolidados que en los suelos normalmente consolidados. Pero en los suelos muy sensibles, esta diferencia es como pudiendo ser la resistencia residual con respecto a la máxima hasta 100 veces menor.

En las arcillas depositadas en un medio marino es común encontrar estructuras muy abiertas, las cuales pueden ser muy sensibles principalmente si la salinidad del medio ha disminuido por alguna causa, en relación a la salinidad existente durante la estructuración del depósito; o también cuando por "solidificación" (3) el suelo presenta una resistencia al corte bastante grande en relación a la estructuración relativamente abierta que presenta, la cual al producirse la falla causará resistencia al corte muy baja. En estas condiciones el depósito puede ser normalmente consolidado o subconsolidado con humedad natural del orden del límite líquido o mayor.

Las condiciones físicas y mecánicas mencionadas arriba fueron detectadas en algunas arcillas superficiales que se prolongaban hasta 100 (100) pies de profundidad en algunas partes de la Sonda de Campeche. Por esa razón cuando estos materiales fueron sometidos a deformaciones tangenciales hasta llegar a la falla, como sucedió con el suelo circundante durante el proceso de hincado de los pilotes, se comportaron como semi-líquidos o líquidos y por lo tanto no presentaron resistencia significativa al paso de dichos pilotes lo que produjo que alguno de ellos durante su proceso de instalación alcanzaran fácilmente grandes profundidades mediante su peso propio o necesitando un reducido número de golpes, alertando con ello, al personal de campo que inmediatamente solicitó la intervención de los especialistas en Mecánica de Suelos.

### 3.b.-Estructuración y reconsolidación de los suelos finos:

Es frecuente que el comportamiento del suelo de cimentación señalado en el inciso anterior obligue al personal encargado de la construcción e instalación de los pilotes a detener el proceso para buscar una explicación a tal fenómeno, lo que deberá ser motivo en cada caso de una muy seria investigación de las propiedades del subsuelo y el método de hincado por parte del especialista geotécnico, que deberá tener en cuenta lo siguiente:

Se sabe que después de cierto tiempo de hincado un pilote, la estructura de las arcillas circundante se restituye (2) y con ello, su resistencia al corte (la restitución estructural que se considera satisfactoria para fines prácticos puede suceder entre los 15 y 30 días generalmente). Por lo tanto, el especialista en suelos deberá valorar

concomitantemente como efecto para disminuir las capacidades de carga del pilote no sólo alteraciones importantes de acuerdo con los análisis geotécnicos realizados para su cimentación.

Cuando se hincan pilotes en arcillas blandas el suelo situado alrededor es desplazado y severamente deformado, dando lugar a la existencia de una cáscara de suelo de poco consistencia de espesor limitado hacia el exterior por una zona donde la alteración se disipa gradualmente. La experiencia indica que una cáscara de arcilla remoldeada se consolidará rápidamente y se tornará a veces más compacta que la arcilla inalterada, como ha podido observarse al extraerse pilotes que han presentado una capa envolvente de suelo indurecido. (2) (4).

De lo anterior se deduce que el especialista deberá ser muy cuidadoso para concluir si la pérdida de resistencia durante el hincado de un pilote tendrá efectos importantes y duraderos que varíen las condiciones físicas de los suelos de cimentación considerados en el estudio geotécnico correspondiente.

#### 3.- Capacidad aparente por cambios en la presión de poro en suelos granulares 100% saturados.

De sobra se conoce que la compacidad relativa de los estratos de arena y de finos muy arenosos, ejerce una influencia decisiva en el ángulo de fricción interna de estos depósitos, reflejándose en el número de golpes por pie de penetración del penetrometro geotécnico (parámetro N).

Según la clasificación de H. Fels, para N entre 10 y 50 golpes por pie de penetración del penetrometro estándar, se localiza la frontera donde un suelo granular puede disminuir o aumentar su volumen bajo sollicitudes dinámicas, según se encuentre el valor de N abajo o arriba de esa frontera (7). Si estos suelos se encuentran saturados como es el caso de los suelos marinos, los cambios de volumen antes mencionados originarán incrementos de presión de poro positiva o negativa, que se disiparán con una rapidez que es función directa del diámetro efectivo de la estructura del suelo; ya obviamente, tales presiones de poro durarán más tiempo en suelos de menor permeabilidad. Por esta razón en la arena o los

finos muy arenosos fuera poco densos la presión de poro sería positiva durante el hincado de los pilotes y se estaría reduciendo considerablemente la resistencia al corte debido a la reducción de los esfuerzos efectivos, lo que ayudaría considerablemente a la instalación de los pilotes. Cuando los depósitos de suelo granular se presentan densos o muy densos con granos de tamaño tal que dificultan la permeabilidad, es posible que se generen presiones de poro negativas, debido a la tensión capilar que desarrolla el agua, con lo que la resistencia al corte aumentará considerablemente y con ella la resistencia al peso de los pilotes (8). Estos efectos son temporales y pueden llevar al observador a sub-estimar o sobre-estimar según sea el caso, la compacidad relativa de los suelos. Por lo tanto, la resistencia al corte de los suelos arenosos en condiciones permanentes deberá ser observada con la mayor realidad y cuidado por el especialista en Suelos para que pueda concluir sobre la seguridad de la cimentación dándole el peso justo al comportamiento observado de los pilotes y al suelo durante el proceso de hincado.

#### 3.d.- Variación de la fricción lateral entre los pilotes al variar la compacidad de un suelo arenoso por efectos del hincado.

Paralelamente al desarrollo del fenómeno mencionado en el inciso anterior, cuando los arenos no son tan finos y se encuentran en un estado poco denso, se produce durante el hincado un mejoramiento estructural al reorganizarse los granos alrededor del pilote aumentando en forma duradera la capacidad del suelo dentro de una zona adyacente con lo que crece el coeficiente de presión lateral K, que incrementa a su vez el valor de la presión lateral sobre la pared y con ello a la fricción existente en la interfase "suelo-pilote", de acuerdo a la ley de C. A. Coulomb (9) (10) y la teoría de resistencia al corte en estado plástico de acuerdo a la falla Mohr-Coulomb (9) (10). Este fenómeno se desarrolla conforme los pilotes penetran en el suelo, ya que el sistema de hincado va induciendo efectos dinámicos. Sin embargo, los efectos aquí mencionados pueden ser poco importantes si los materiales granulares no forman estratos potentes y se presentan en capas muy delgadas.

#### 3.e.- Variación de la fricción lateral sobre los pilotes por reestructuración de los suelos granulares con zonas cementantes remoldadas.

Otro fenómeno que causa en forma muy importante un incremento en la resistencia al hincado de los pilotes y cuyos efectos son también duraderos, es la reestructuración de los suelos arenosos natura-

rados bien producidos diferentes a los pilotes. Esto; así como al ser distorsionados hasta su estado plástico debido al hincado de los pilotes sufren la rotura de sus rejas cementantes entrando el material fino en suspensión alrededor de cada pilote con lo cual, la fracción granular se reacomoda por gravedad en un estado más compacto. Por esta razón si se detiene el proceso de hincado se incrementa significativamente la reacción lateral sobre los pilotes (9). Si la detención del hincado es prolongada, la fracción cementante en suspensión se precipitará sobre la estructura gruesa ligando fuertemente los contactos de la nueva estructura mejorada del suelo adyacente. Estos efectos en la resistencia al corte pueden ser espectaculares, obligando al constructor a aumentar considerablemente la energía de hincado para tratar de continuar con el proceso.

4.- OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES GENERALES

Son tan frecuentes y variados las causas que originan dificultades en el hincado de los pilotes que es conveniente independientemente de cualquier teoría, mantener un criterio semiempírico para resolver y prever los problemas de hincado y de esta manera preparar adecuadamente el plan operativo de instalación. (6)

Un recurso bastante sencillo y provechoso consiste en realizar el registro metódico de todas las incidencias que se presentan durante el hincado de cada pilote, con el fin de poder analizarlos en forma consistente y detectar de esta manera empírica los efectos más importantes que pueden hacerse sentir sobre el comportamiento de los pilotes durante su instalación y posteriormente sobre su vida útil de acuerdo a las características mecánicas de los mismos.

De esta manera deberán elaborarse gráficas de penetración para cada pilote como parte indispensable de los trabajos de supervisión de hincado. Se anexa una hoja de registro de hincado típica, gráficas de hincado de un grupo de pilotes y la gráfica de la tendencia general del grupo, en las figuras 1, 1 y 3 respectivamente. Según estas gráficas se pueden detectar zonas de mayor resistencia de hincado íntimamente ligadas a las características mecánicas de los suelos. Con ésto el especialista puede enriquecer su experien-

cia práctica y desarrollar un mejor criterio conforme vaya aplicando la supervisión.

Los datos que proporcionan la penetración efectiva durante el proceso geotécnico constituyen también un marco indicativo muy útil del probable comportamiento de los pilotes en su instalación, siempre y cuando se pueda determinar la influencia que ejerce el factor de escala. lo que ayudará por lo menos a mantener la atención en las zonas señaladas subjetivamente por este procedimiento como zonas difíciles para el hincado. la figura 4 muestra una muy buena correspondencia entre los datos de penetración efectiva de un punto geotécnico y la gráfica de hincado de un pilote para un sitio dado.

Es frecuente ante los posibles problemas de hincado apelar a procedimientos basados en análisis dinámico como son los basados en el establecimiento de modelos analógicos que establecen una función de comportamiento mediante la cual se trata de prever las dificultades de hincado que presentará el sistema "suelo pilote". Tal es el caso del método de la ecuación de onda tan difundido por algunas compañías que realizan trabajos geotécnicos y que pretenden resolver el problema de la instalación de pilotes mediante golpes de martillo que como ya hemos visto, es fundamental para la realización de la cimentación. lamentablemente estos intentos se basan en propiedades mecánicas del suelo en condiciones estáticas cuya aplicación en las teorías dinámicas resulta poco realista, lo que históricamente pone en duda la utilidad de estos criterios.

Un esquema de los fundamentos teóricos que apoyan a estos análisis se presentan en la figura 5. Además, en las figuras 6, 7 y 8 se presentan los tipos de resultados que se obtienen según estos estudios. Los procedimientos de cálculo en estos tipos de análisis requieren de hipótesis que consideren al suelo como un medio continuo isotrópico, homogéneo e idealmente elástico, lo que obviamente en muchos depósitos naturales es inadmisibile y representa para fines prácticos un obstáculo insalvable en la aplicación de estos métodos. Sin embargo, si se toma en cuenta la evidencia práctica durante el hincado de los pilotes, es probable que se pueda encontrar alguna teoría con base empírica que mejore considerablemente su utilidad. Actualmente ésto no sucede y el especialista durante la inspección y solución de los problemas de hincado se tiene que conformar con recurrir a procedimientos correctivos y complementarios cuando el problema se ha presentado, encontrándose generalmente con pocos



argumentos y criterios de análisis que lo ayude a predecir adecuadamente las mayores dificultades que puedan presentarse durante el periodo de un piloto.

Aún resolviendo el problema de financiamiento mediante algún método correctivo y complementario del método originalmente propuesto, cabe llamar la atención hacia los posibles efectos que se hayan ocasionado en las estructuras de los experimentos del subsuelo que influirán sobre el comportamiento posterior de los pilotes durante su vida funcional. Esto último generalmente queda en el misterio y se carece de los medios técnicos y teóricos para evaluar las condiciones reales de cada cimentación después de su instalación y durante su vida útil. En algunas países se ha desarrollado la instrumentación de algunas cimentaciones de plataformas marinas y con ello, se han desarrollado ciertos criterios de análisis que desafortunadamente no pueden

ser extrapolados con la seguridad que sería deseable en otras partes del mundo. Por lo tanto, en zonas donde la necesidad de construir estructuras como pilotes en el mar, se justifican convenientemente, el interés por desarrollar la instrumentación adecuada en algunas cimentaciones para seguir el comportamiento de los pilotes durante su instalación y funcionamiento definitivo y de esta manera poder mejorar los procedimientos técnicos en otros futuros.

Se puede concluir por todo lo anterior, que la etapa de instalación de los pilotes de una cimentación en el mar constituye por sí misma todo un campo de investigación y desarrollo, el cual en México no ha sido atendido con el interés adecuado. Queda por plantearse la inquietud sobre este aspecto técnico el cual deja sentir su importancia en la construcción de la obra al grado de que su fracaso y el mal enfoque en la aplicación de las soluciones a los problemas que suelen presentarse pueden ocasionar el fracaso total de la obra.

#### REFERENCIAS

- 1) Juárez Rullillo y Rico.- Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Tomo I. - ANEXO IV-b.-1973. -Editorial Limusa.
- 2) Leonard Zorment.- Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions.-Capítulo VIII. Párrafo 3.1 - 1973.
- 3) Bjerrum L.-Engineering Geology of Norwegian Normally Consolidated Marine Clays as Related to Settlements of Buildings.-7a. Conferencia Rankine Geotechnique.-Vol.XVII. No. 2.-1967.
- 4) Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica.-K. Terzaghi y R. B. Peck. 1965.
- 5) Skempton, A. W.-Long-Term Stability of Clay Slopes.-IV Rankine Lecture. Geotechnique.-Vol.XIV.1964.
- 6) Guía de Procedimientos para el Análisis de Cimentaciones Profundas de Plataformas Marinas.-Ricardo Carlos Casper.-1982.-Sección de Graduados de la E.S.I.A.-I.P.N.
- 7) K. Terzaghi y R. B. Peck; Mecánica de Suelos; Capítulo VII.-1963.
- 8) K. Terzaghi; The Bearing Capacity of Pile Foundation; 1959.
- 9) Leonard Zorment; Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions; VIII; 1973; Conceptos básicos de adherencia constante.
- 10) Meyerhof, G. B. 1956; Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils; Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, paper 806, ASCE.

Razón social ó Institución. \_\_\_\_\_

Plataforma \_\_\_\_\_

Localización \_\_\_\_\_

Fecha de iniciación \_\_\_\_\_

Número exterior del piloto \_\_\_\_\_

Descripción de diseño \_\_\_\_\_

Tipo de martillo \_\_\_\_\_

Profundidades donde hubo interrupciones \_\_\_\_\_

Tiempo de cada interrupción \_\_\_\_\_

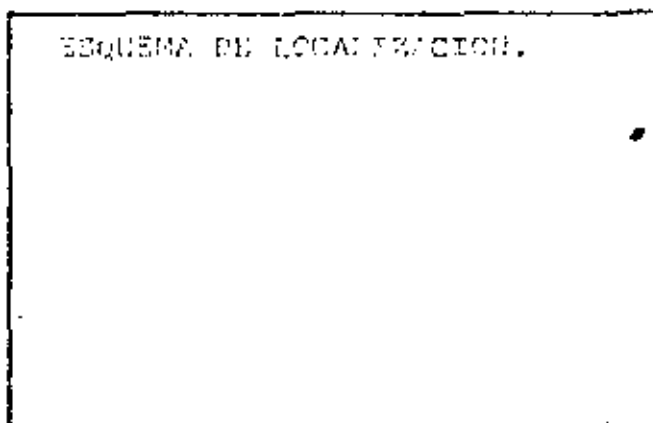
Personal de vigilancia \_\_\_\_\_

Piloto No. \_\_\_\_\_

Fecha de terminación \_\_\_\_\_

Tirante de agua \_\_\_\_\_

ESQUEMA DE LOCALIZACIÓN.



Penetración	Golpes por unidad de penetración	No. de golpes acumulados.	Golpes por minuto.	Observaciones.

## GRAFICA DE HINCADO.

Número de golpes por pie de penetración.

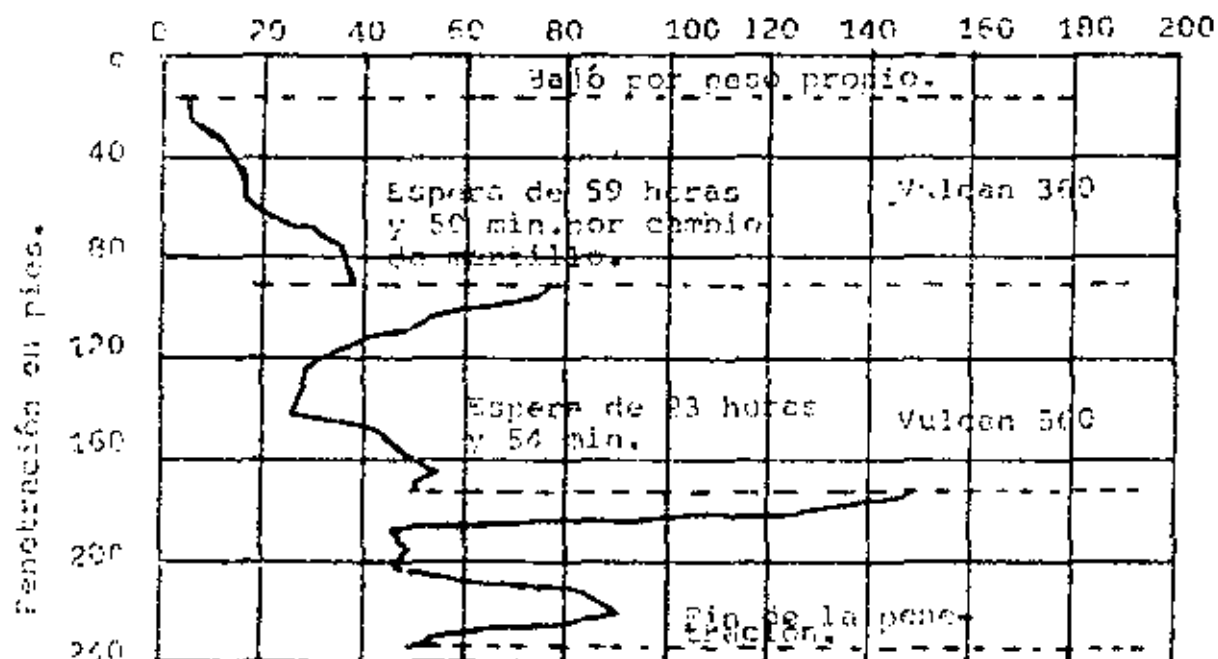


FIGURA 1

COMPORTAMIENTO DE HINCADO DE LOS 8 PILOTES DE LA CIMENTACION DE LA PLATAFORMA

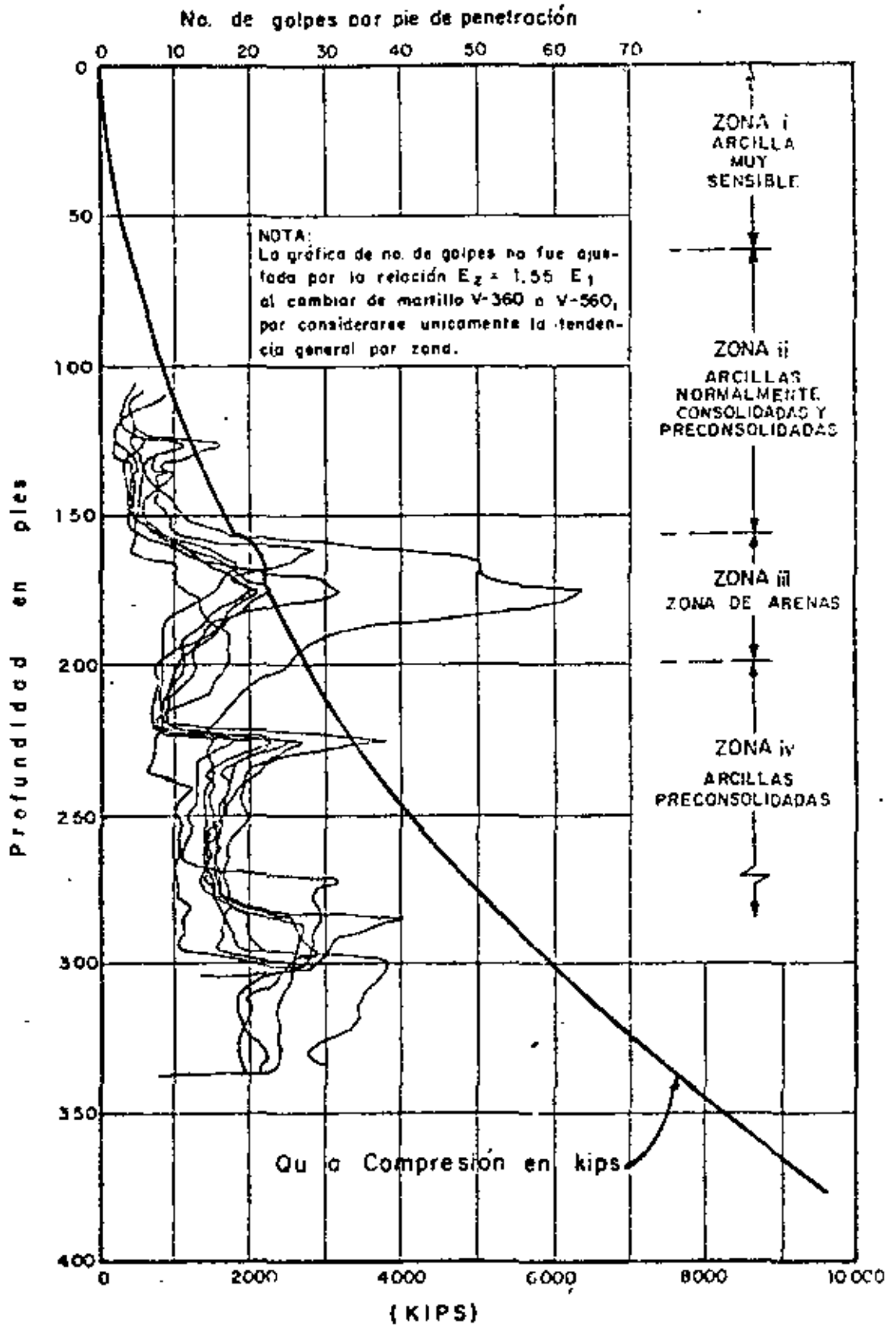


FIGURA 2



No. de golpes / pie de penetración.

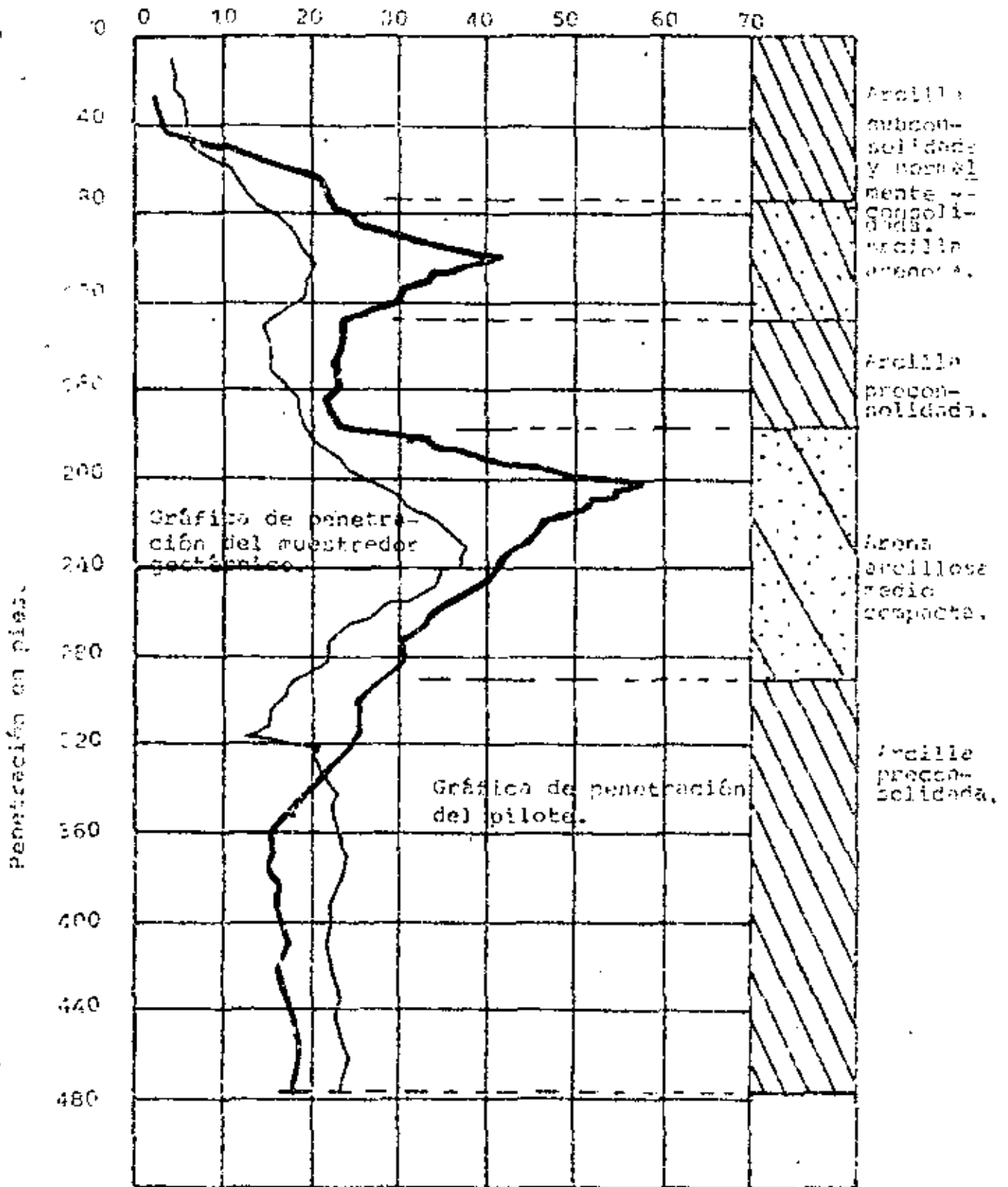
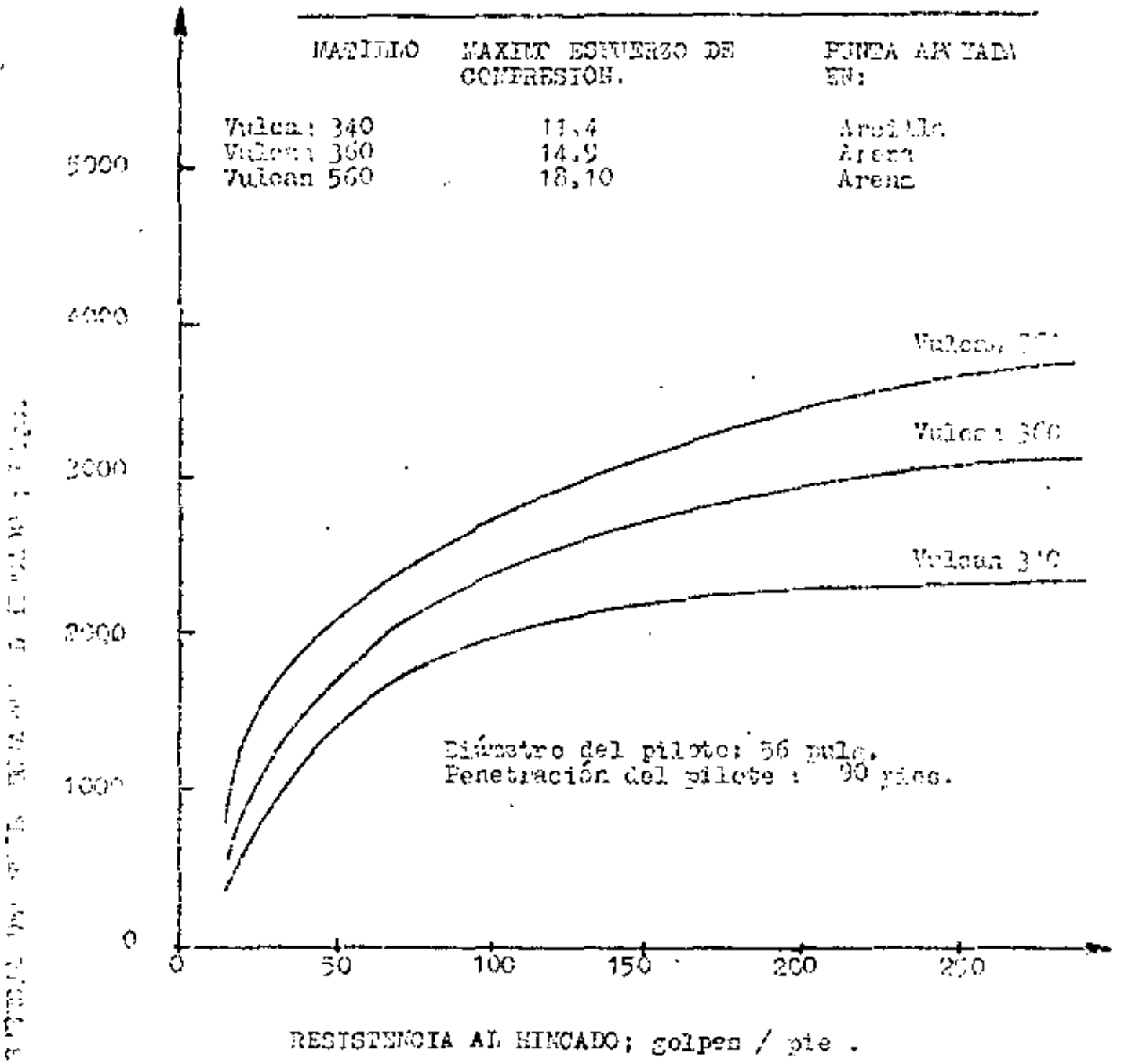


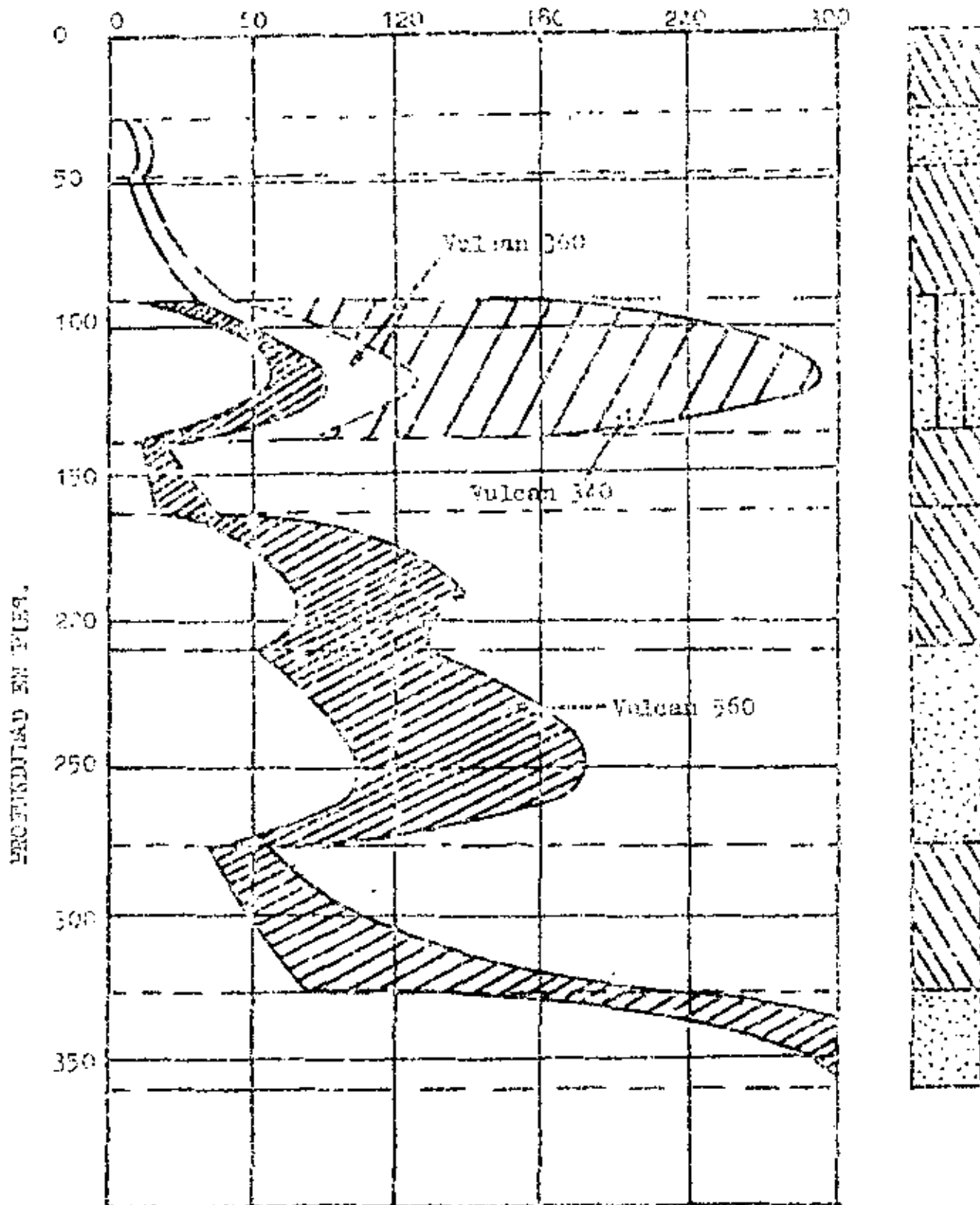
FIGURA 4





RESULTADOS DEL ANALISIS DE LA ECUACION DE ONDA.

FIGURA 6



ESTABILIDAD DE UN PILETE.

FIGURA 7



DIFERENTES POSICIONES PARA EL SISTEMA " SUELO-PILOTE " PARA UN MARTILLO DADO.

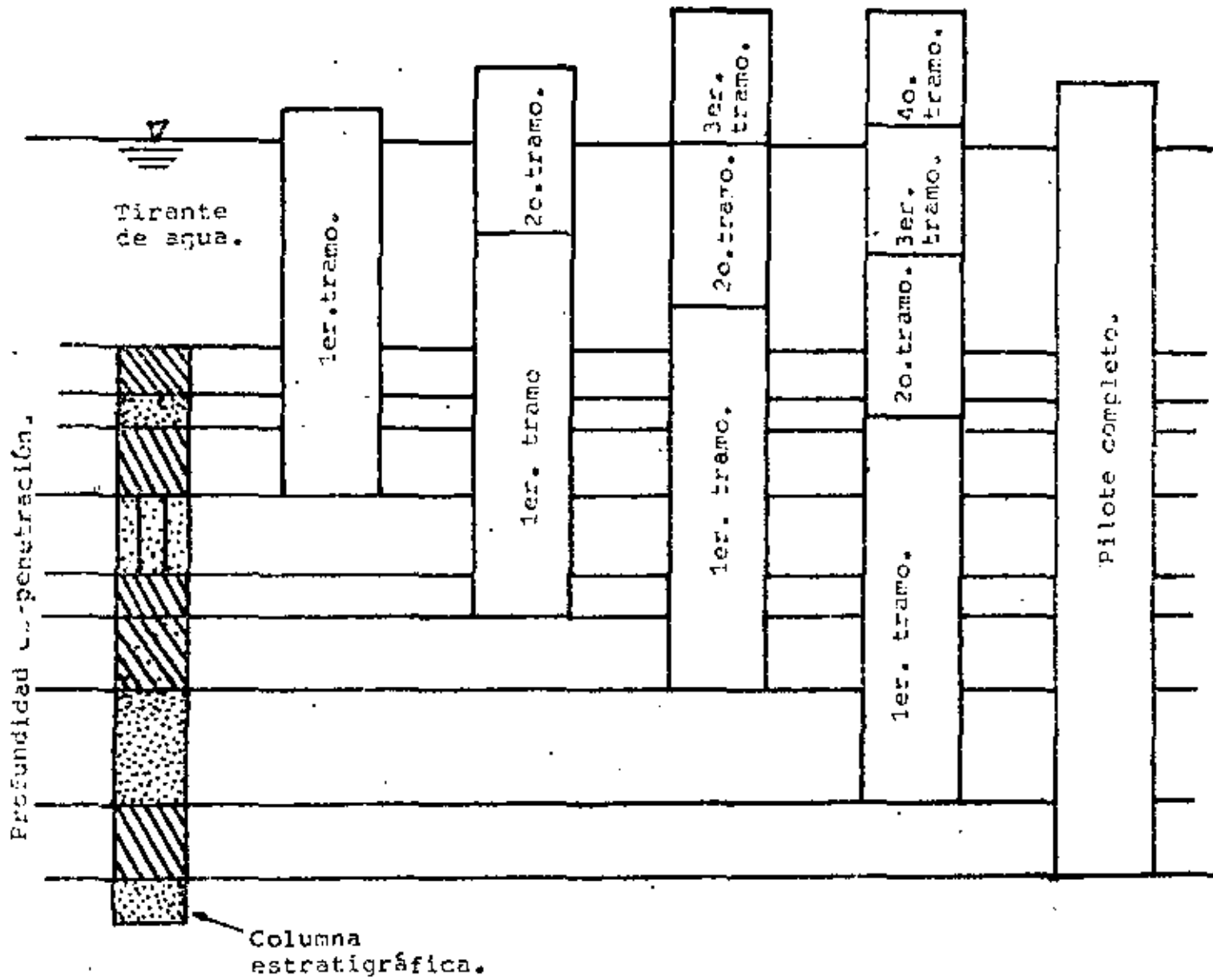


FIGURA 8



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

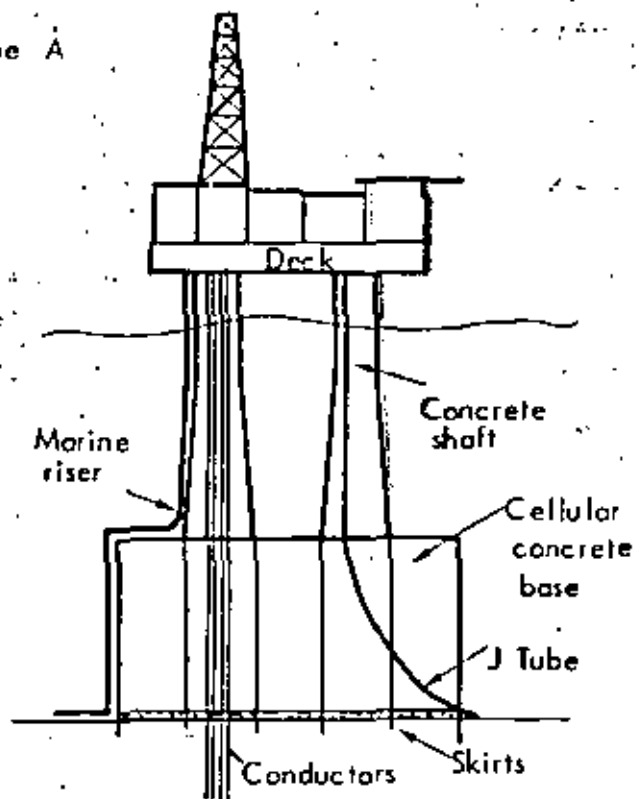
GEOTECNIA MARINA

PLATAFORMAS DE GRAVEDAD

DR. RAUL FLORES BERRONES

AGOSTO, 1983.

Type A



Type B

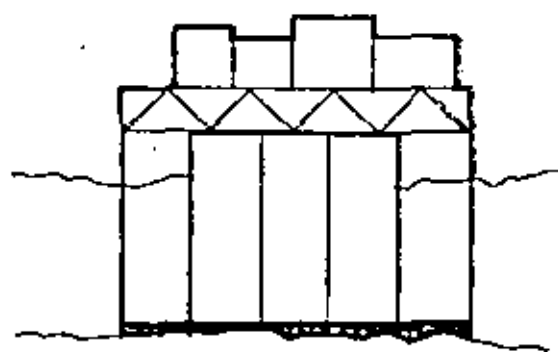


Fig 13.2 PLATFORM CONCEPTS

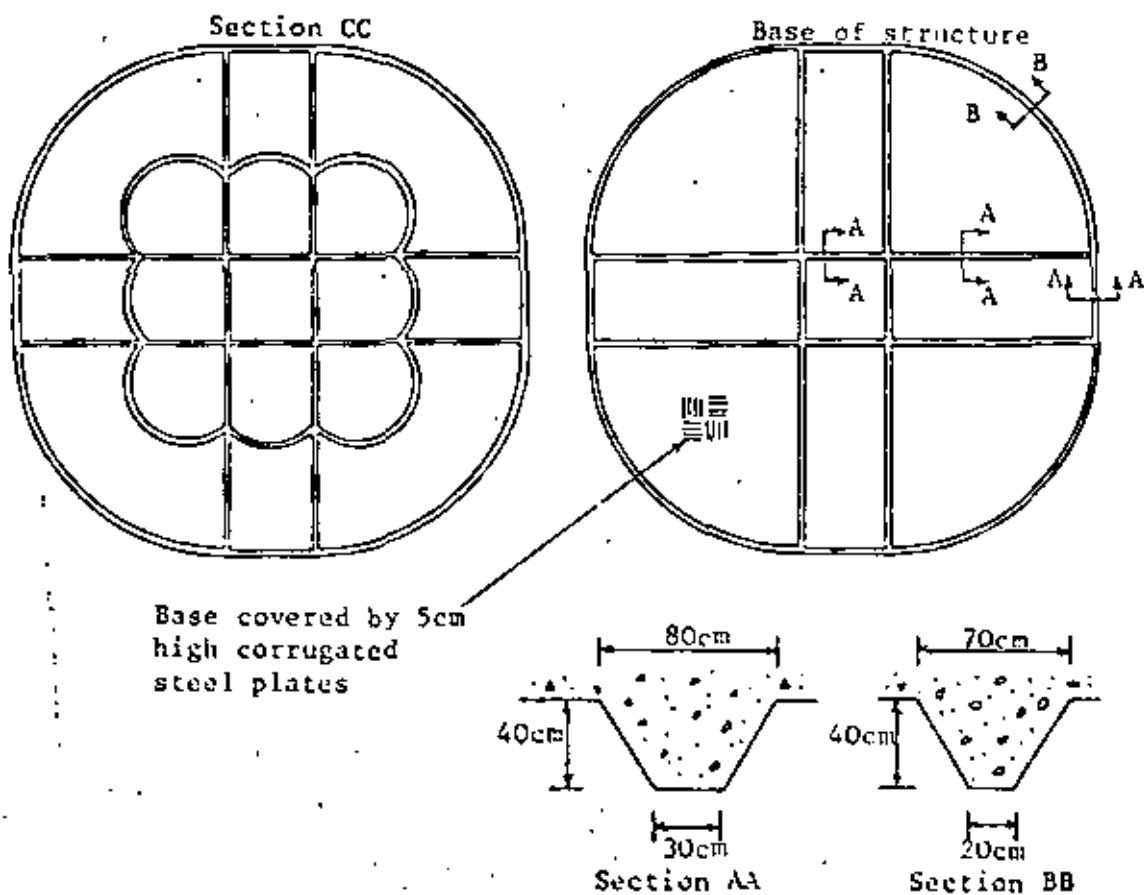
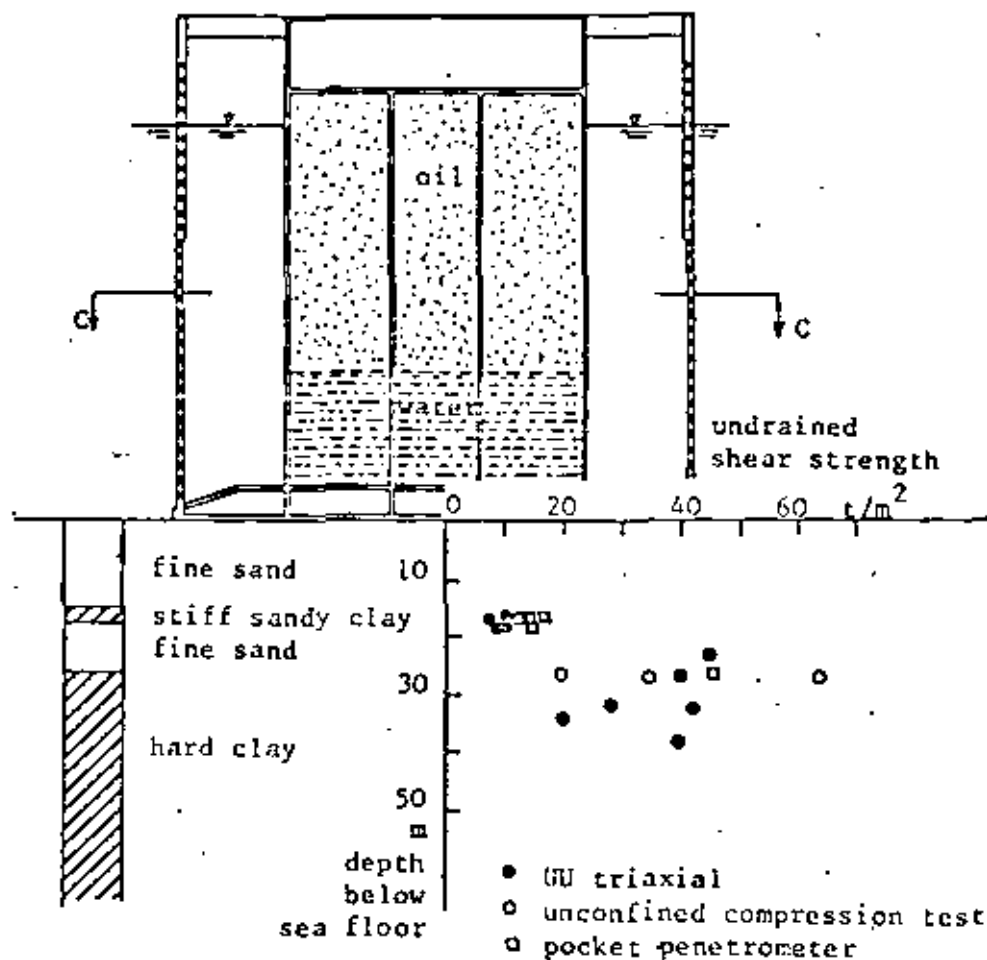
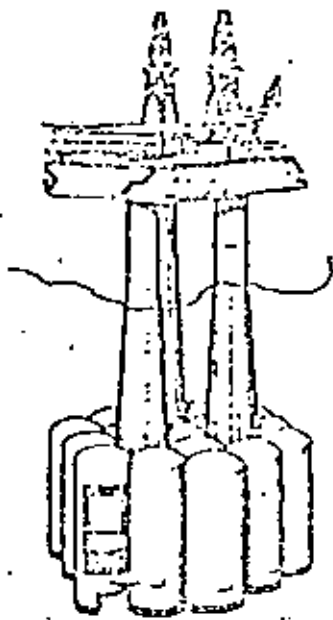
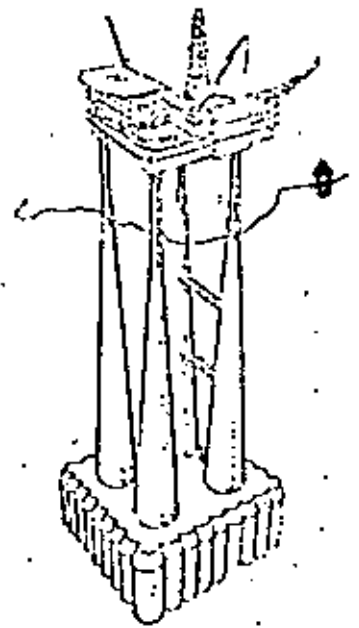


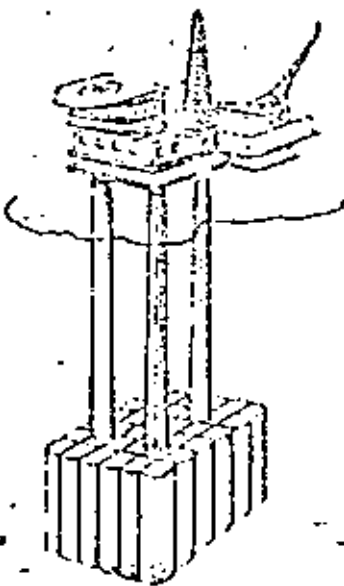
Figure 2 : Diagrams of Ekofisk oil storage tank



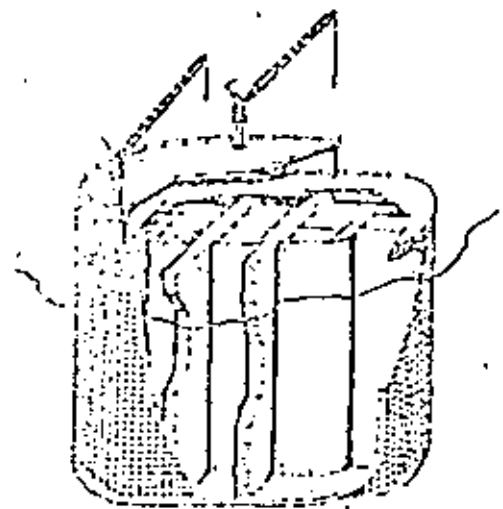
Condeep



Andoc



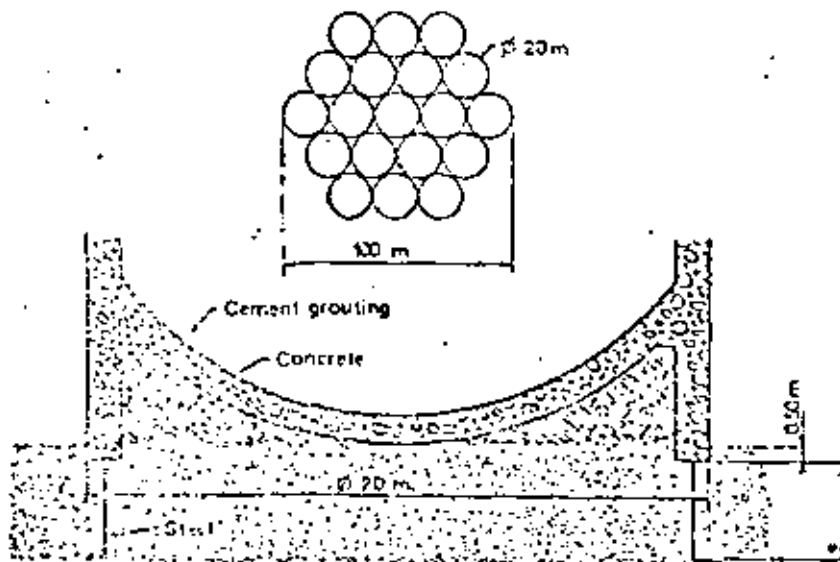
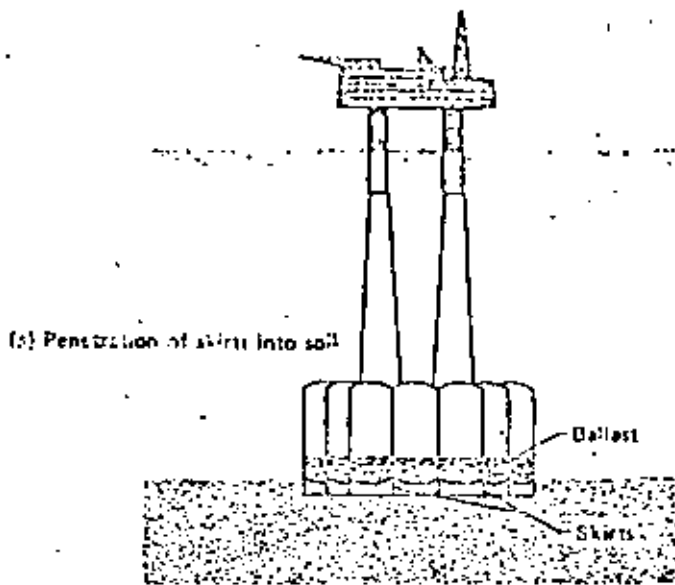
Sea Tank Co.



C.G. Dork (Ekofisk)

Fig. 3





(b) Arrangement of skirts beneath each compartment

199

# PROBLEMAS GEOTECNICOS QUE SE ANALIZAN

- 1- Instalación de las estructuras
- 2- Estabilidad de la estructura sujeta a cargas de peso propio y cíclicas
- 3- Movimientos vertical y horizontal
- 4- Hundimientos por consolidación del suelo bajo la estructura
- 5- Socavación



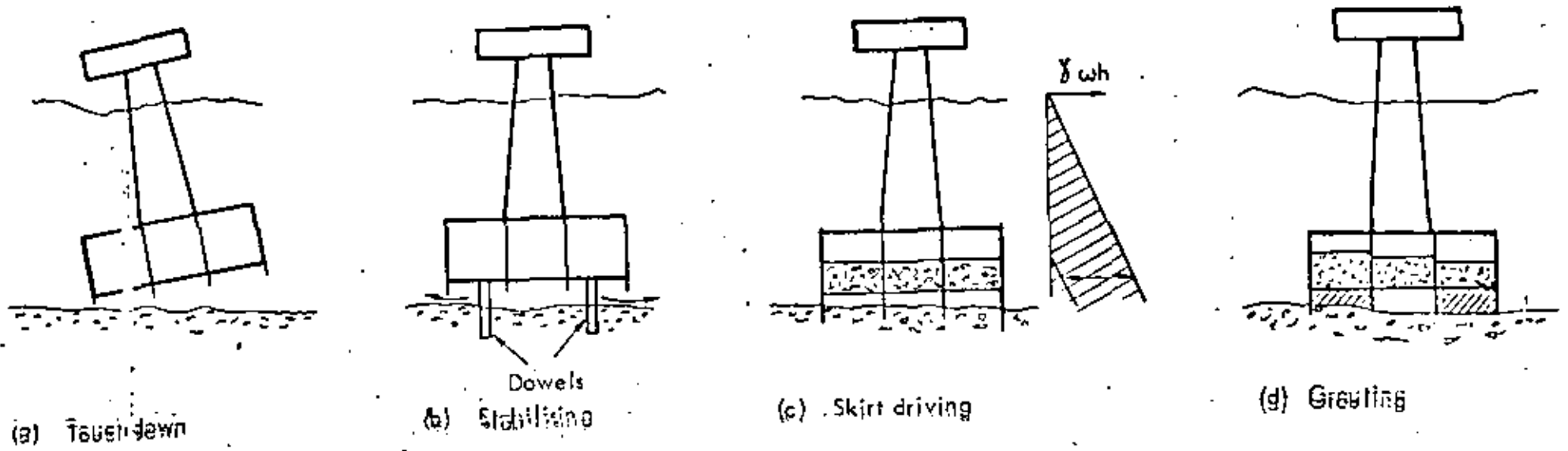
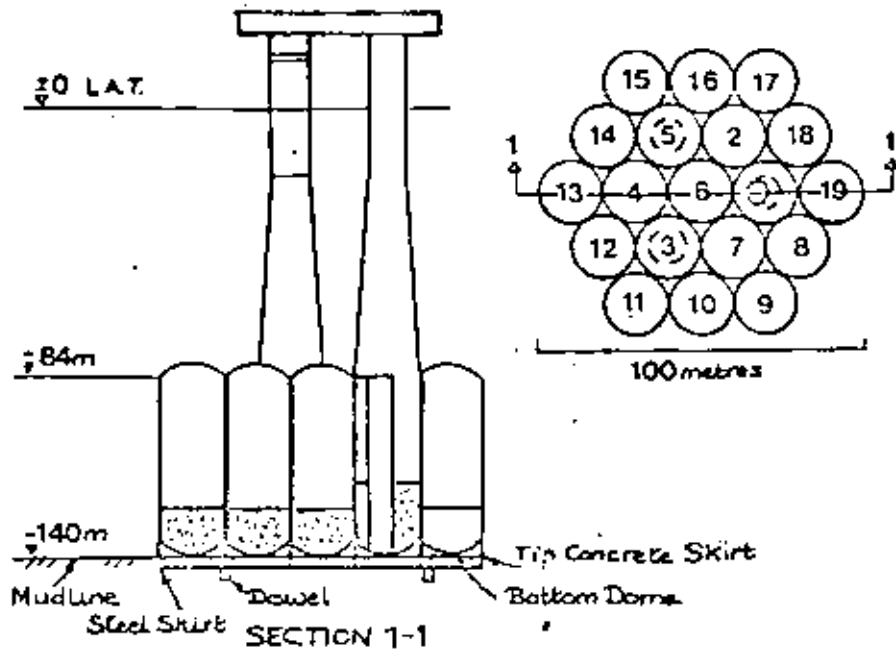


Fig 14.1 INSTALLATION SEQUENCE FOR CONDEEP TYPE PLATFORM



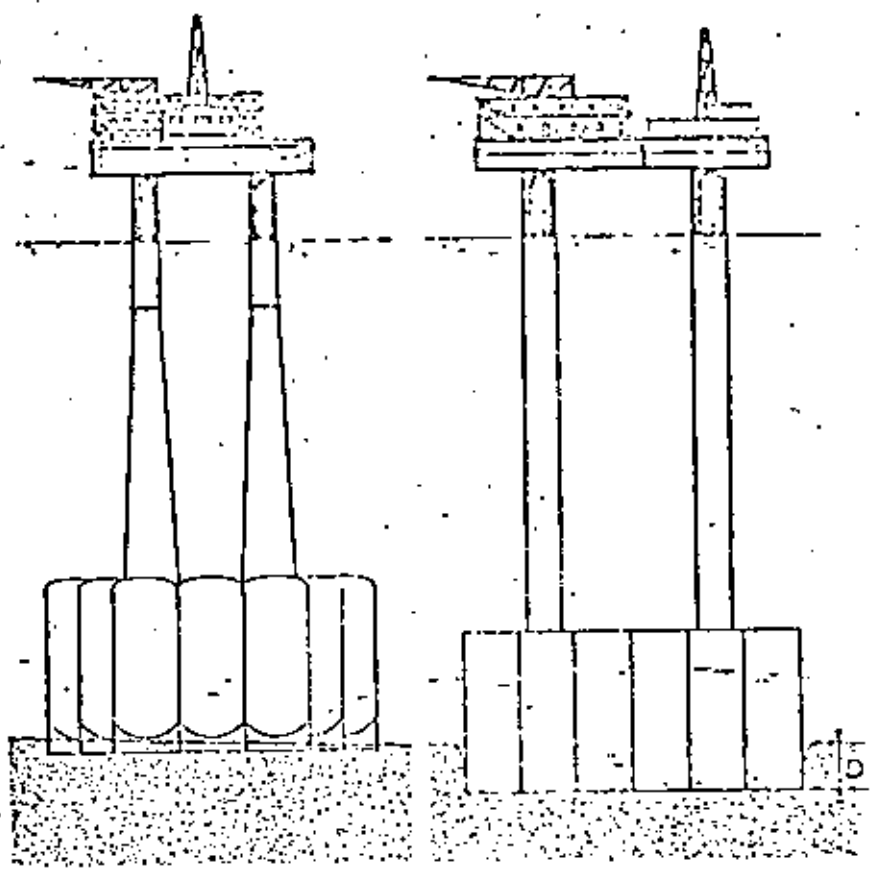
**INSTRUMENTATION FOR INSTALLATION**

- Water Level in the Cells.
- Draught.
- Water Pressure in the Skirt Compartments.
- Inclination of the Platform.
- Stresses in the Steel Pipe Dowels.
- Contact Earth Pressure at the Tip of the Domes.
- Structural Strain in the lower Domes.
- Structural Strain in the lower Part of the Walls.
- Short Term Settlement.

**Fig.3** General view of Condeep Brent B structure.

Indication of instrumentation for installation phase.

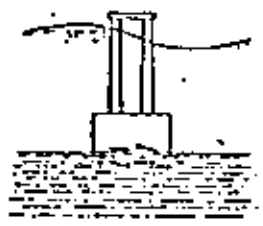




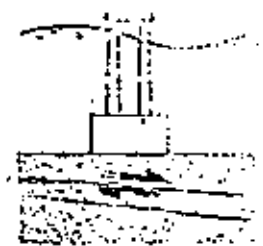
(a) Stiff soil  
Irregularities < 0.5 r.  
Gradient < 1%

(b) Soft soil  
Base penetrates several metres into soil

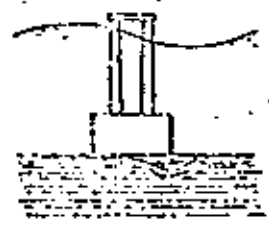
FIG 10 **Penetración**



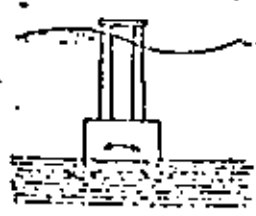
(a) Sliding of the structure along the soil



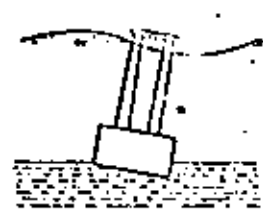
(b) Sliding of the foundation and soil at the sand-clay interface



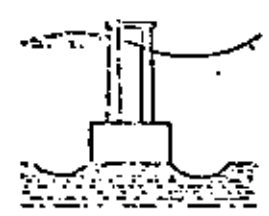
(c) Rupture of the foundation soil



(d) Rupture of the foundation through "rocking"



(e) Rupture of the foundation by liquefaction of the soil



(f) Instability of the foundation caused by scour

FIG 11

**TIPOS DE FALLA**

7

8

10/10/2024

10/10/2024

10/10/2024

10/10/2024

10/10/2024

10/10/2024

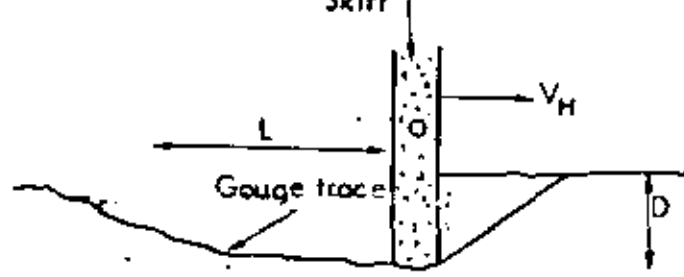
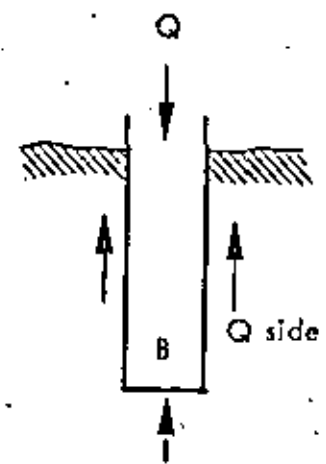
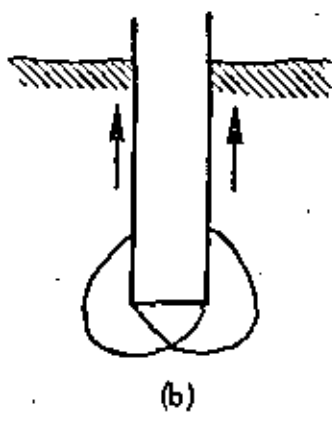
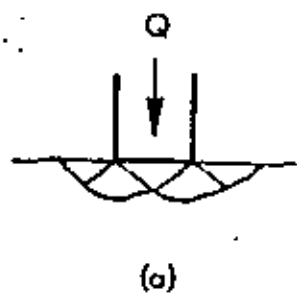


Fig 14.2 TOUCHDOWN LOADS



$$Q_{end} = (c N_c + \frac{1}{2} B N \gamma) + q N_q$$

(c)

Fig 14.3 SKIRT PENETRATION RESISTANCE

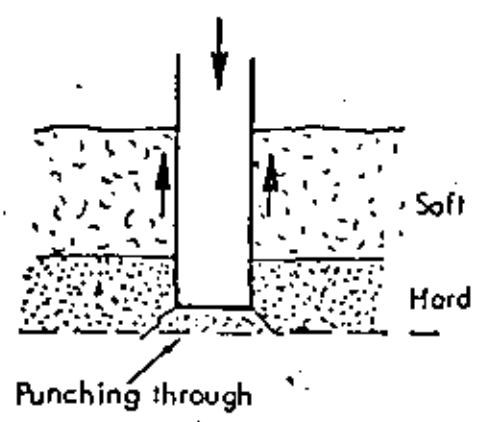
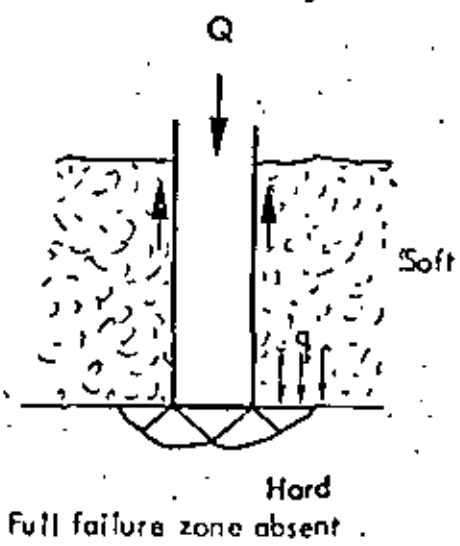


Fig 14.4 LAYERED MATERIALS

... ..  
... ..  
... ..

... ..  
... ..  
... ..

... ..  
... ..  
... ..

# Comentarios sobre

(10)

a) Licencia de Aterrizaje

b) Soconmivión {  
Fuerza de  
1) velocidad de los aviones  
2) dist. de Tomar el  
grupo



1000

No.	Date	Particulars	Debit	Credit	Balance
1	1/1	By Balance		1000	1000
2	1/2	To Cash	500		500
3	1/3	By Cash		500	1000
4	1/4	To Cash	1000		0
5	1/5	By Cash		1000	1000
6	1/6	To Cash	1000		0
7	1/7	By Cash		1000	1000
8	1/8	To Cash	1000		0
9	1/9	By Cash		1000	1000
10	1/10	To Cash	1000		0
11	1/11	By Cash		1000	1000
12	1/12	To Cash	1000		0
13	1/13	By Cash		1000	1000
14	1/14	To Cash	1000		0
15	1/15	By Cash		1000	1000
16	1/16	To Cash	1000		0
17	1/17	By Cash		1000	1000
18	1/18	To Cash	1000		0
19	1/19	By Cash		1000	1000
20	1/20	To Cash	1000		0
21	1/21	By Cash		1000	1000
22	1/22	To Cash	1000		0
23	1/23	By Cash		1000	1000
24	1/24	To Cash	1000		0
25	1/25	By Cash		1000	1000
26	1/26	To Cash	1000		0
27	1/27	By Cash		1000	1000
28	1/28	To Cash	1000		0
29	1/29	By Cash		1000	1000
30	1/30	To Cash	1000		0
31	1/31	By Cash		1000	1000
32	2/1	To Cash	1000		0
33	2/2	By Cash		1000	1000
34	2/3	To Cash	1000		0
35	2/4	By Cash		1000	1000
36	2/5	To Cash	1000		0
37	2/6	By Cash		1000	1000
38	2/7	To Cash	1000		0
39	2/8	By Cash		1000	1000
40	2/9	To Cash	1000		0
41	2/10	By Cash		1000	1000
42	2/11	To Cash	1000		0
43	2/12	By Cash		1000	1000
44	2/13	To Cash	1000		0
45	2/14	By Cash		1000	1000
46	2/15	To Cash	1000		0
47	2/16	By Cash		1000	1000
48	2/17	To Cash	1000		0
49	2/18	By Cash		1000	1000
50	2/19	To Cash	1000		0
51	2/20	By Cash		1000	1000
52	2/21	To Cash	1000		0
53	2/22	By Cash		1000	1000
54	2/23	To Cash	1000		0
55	2/24	By Cash		1000	1000
56	2/25	To Cash	1000		0
57	2/26	By Cash		1000	1000
58	2/27	To Cash	1000		0
59	2/28	By Cash		1000	1000
60	2/29	To Cash	1000		0
61	2/30	By Cash		1000	1000
62	2/31	To Cash	1000		0
63	3/1	By Cash		1000	1000
64	3/2	To Cash	1000		0
65	3/3	By Cash		1000	1000
66	3/4	To Cash	1000		0
67	3/5	By Cash		1000	1000
68	3/6	To Cash	1000		0
69	3/7	By Cash		1000	1000
70	3/8	To Cash	1000		0
71	3/9	By Cash		1000	1000
72	3/10	To Cash	1000		0
73	3/11	By Cash		1000	1000
74	3/12	To Cash	1000		0
75	3/13	By Cash		1000	1000
76	3/14	To Cash	1000		0
77	3/15	By Cash		1000	1000
78	3/16	To Cash	1000		0
79	3/17	By Cash		1000	1000
80	3/18	To Cash	1000		0
81	3/19	By Cash		1000	1000
82	3/20	To Cash	1000		0
83	3/21	By Cash		1000	1000
84	3/22	To Cash	1000		0
85	3/23	By Cash		1000	1000
86	3/24	To Cash	1000		0
87	3/25	By Cash		1000	1000
88	3/26	To Cash	1000		0
89	3/27	By Cash		1000	1000
90	3/28	To Cash	1000		0
91	3/29	By Cash		1000	1000
92	3/30	To Cash	1000		0
93	3/31	By Cash		1000	1000
94	4/1	To Cash	1000		0
95	4/2	By Cash		1000	1000
96	4/3	To Cash	1000		0
97	4/4	By Cash		1000	1000
98	4/5	To Cash	1000		0
99	4/6	By Cash		1000	1000
100	4/7	To Cash	1000		0
101	4/8	By Cash		1000	1000
102	4/9	To Cash	1000		0
103	4/10	By Cash		1000	1000
104	4/11	To Cash	1000		0
105	4/12	By Cash		1000	1000
106	4/13	To Cash	1000		0
107	4/14	By Cash		1000	1000
108	4/15	To Cash	1000		0
109	4/16	By Cash		1000	1000
110	4/17	To Cash	1000		0
111	4/18	By Cash		1000	1000
112	4/19	To Cash	1000		0
113	4/20	By Cash		1000	1000
114	4/21	To Cash	1000		0
115	4/22	By Cash		1000	1000
116	4/23	To Cash	1000		0
117	4/24	By Cash		1000	1000
118	4/25	To Cash	1000		0
119	4/26	By Cash		1000	1000
120	4/27	To Cash	1000		0
121	4/28	By Cash		1000	1000
122	4/29	To Cash	1000		0
123	4/30	By Cash		1000	1000
124	4/31	To Cash	1000		0
125	5/1	By Cash		1000	1000
126	5/2	To Cash	1000		0
127	5/3	By Cash		1000	1000
128	5/4	To Cash	1000		0
129	5/5	By Cash		1000	1000
130	5/6	To Cash	1000		0
131	5/7	By Cash		1000	1000
132	5/8	To Cash	1000		0
133	5/9	By Cash		1000	1000
134	5/10	To Cash	1000		0
135	5/11	By Cash		1000	1000
136	5/12	To Cash	1000		0
137	5/13	By Cash		1000	1000
138	5/14	To Cash	1000		0
139	5/15	By Cash		1000	1000
140	5/16	To Cash	1000		0
141	5/17	By Cash		1000	1000
142	5/18	To Cash	1000		0
143	5/19	By Cash		1000	1000
144	5/20	To Cash	1000		0
145	5/21	By Cash		1000	1000
146	5/22	To Cash	1000		0
147	5/23	By Cash		1000	1000
148	5/24	To Cash	1000		0
149	5/25	By Cash		1000	1000
150	5/26	To Cash	1000		0
151	5/27	By Cash		1000	1000
152	5/28	To Cash	1000		0
153	5/29	By Cash		1000	1000
154	5/30	To Cash	1000		0
155	5/31	By Cash		1000	1000
156	6/1	To Cash	1000		0
157	6/2	By Cash		1000	1000
158	6/3	To Cash	1000		0
159	6/4	By Cash		1000	1000
160	6/5	To Cash	1000		0
161	6/6	By Cash		1000	1000
162	6/7	To Cash	1000		0
163	6/8	By Cash		1000	1000
164	6/9	To Cash	1000		0
165	6/10	By Cash		1000	1000
166	6/11	To Cash	1000		0
167	6/12	By Cash		1000	1000
168	6/13	To Cash	1000		0
169	6/14	By Cash		1000	1000
170	6/15	To Cash	1000		0
171	6/16	By Cash		1000	1000
172	6/17	To Cash	1000		0
173	6/18	By Cash		1000	1000
174	6/19	To Cash	1000		0
175	6/20	By Cash		1000	1000
176	6/21	To Cash	1000		0
177	6/22	By Cash		1000	1000
178	6/23	To Cash	1000		0
179	6/24	By Cash		1000	1000
180	6/25	To Cash	1000		0
181	6/26	By Cash		1000	1000
182	6/27	To Cash	1000		0
183	6/28	By Cash		1000	1000
184	6/29	To Cash	1000		0
185	6/30	By Cash		1000	1000
186	6/31	To Cash	1000		0
187	7/1	By Cash		1000	1000
188	7/2	To Cash	1000		0
189	7/3	By Cash		1000	1000
190	7/4	To Cash	1000		0
191	7/5	By Cash		1000	1000
192	7/6	To Cash	1000		0
193	7/7	By Cash		1000	1000
194	7/8	To Cash	1000		0
195	7/9	By Cash		1000	1000
196	7/10	To Cash	1000		0
197	7/11	By Cash		1000	1000
198	7/12	To Cash	1000		0
199	7/13	By Cash		1000	1000
200	7/14	To Cash	1000		0
201	7/15	By Cash		1000	1000
202	7/16	To Cash	1000		0
203	7/17	By Cash		1000	1000
204	7/18	To Cash	1000		0
205	7/19	By Cash		1000	1000
206	7/20	To Cash	1000		0
207	7/21	By Cash		1000	1000
208	7/22	To Cash	1000		0
209	7/23	By Cash		1000	1000
210	7/24	To Cash	1000		0
211	7/25	By Cash		1000	1000
212	7/26	To Cash	1000		0
213	7/27	By Cash		1000	1000
214	7/28	To Cash	1000		0
215	7/29	By Cash		1000	1000
216					

DIFERENTES ETAPAS DE RECONOCIMIENTO DE FONDOS Y SUELOS ANTES DE LA INSTALACION  
DE LAS ESTRUCTURAS DE GRAVEDAD

	Etapas de reconocimiento de fondo y suelo	Extensión	Reconocimientos llevados a cabo	Profundidad de reconocimiento alcanzado (m)
Reconocimiento completo del sitio	Reconocimiento geofísico inicial (levantamiento topográfico)	Area del campo (cuadrado con medidos de 1 a 3 km)	Batimetría Morfología (si es necesaria) Alta frecuencia de resoluciones sísmicas	≈ 100
	Primer reconocimiento geológico y geotécnico	Zona probable del emplazamiento de la estructura	Una ó dos perforaciones profundas con extracción de muestra	50 to 150' ( promedio 100)
Reconocimiento detallado del emplazamiento de cada una de las estructuras de gravedad	Segundo reconocimiento geofísico (estudio detallado)	Cuadrado con lados medidos de 300 a 400 m	Batimetría detallada Morfología precisa de los fondos Magnometría Muy alta frecuencia de resoluciones sísmicas	≈ 50
	Segundo reconocimiento geotécnico	200x200m <sup>2</sup>	Una perforación profunda Algunas perforaciones medio profundas Mediciones In situ. Obtención de muestras	100 20 a 50 10 a 30 A pocos metros

1950

1951

1952

1953

1954

1955

1956

1957

1958

1959

1960

1961

1962

DIRECTORIO ALUMNOS DEL CURSO DE "GEOTECNIA MARINA"  
DEL 15 AL 17 DE AGOSTO DE 1983,

- 1.- FERNANDEZ MENDOZA ANGEL FAUSTO  
SOJATEC, S.A.  
AUXILIAR DE CONSULTOR  
MIGUEL LAURENT No. 70-3er.PISO  
COL. DEL VALLE  
DELEGACION BENITO JUAREZ  
03100  
TEL. 559-98-88  
CALLE MICLA No. 214-6  
COL. NARVARTE  
DELEGACION BENITO JUAREZ  
03020
- 2.- GARCIA ABDESLEM JUAN  
ESCUELA SUPERIOR DE CIENCIAS  
DEL MAR U. DE COLIMA  
PROFESOR  
FIN DE CARRETERA A LAS BRISAS  
MANZANILLO COL.  
2-29-00  
REVOLUCION No. 81-3  
COL. LAS BRISAS  
MANZANILLO, GOL.
- 3.- GONZALEZ HERNANDEZ GUILLERMO  
INGEIERIA Y PROCESAMIENTO  
ELECTRONICO, S.A.
- 4.- GONZALEZ MURILLO JAVIER  
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON  
PROFESOR  
CIUDAD UNIVERSITARIA  
SAN NICOLAS DE LOS GARZA, N.L.  
FUJIYAMA No. 4841  
COL. CILLAMITRAS  
MONTERREY, N.L.  
73-35-62
- 5.- HERNANDEZ GARCIA ENRIQUE  
S. C. T.  
ESPECIALISTA DE ESTUDIOS GEOTECNICOS  
CENTRO SCOP  
XOLA Y AV. UNIVERSIDAD  
COL. NARVARTE  
DELEGACION BENITO JUAREZ  
519-69-84  
RIO TIGRIS No. 42-12  
COL. CUAUHEMOC  
DELEGACION CUAUHEMOC  
06500  
TEL. 528-57-45
- 6.- ISLAS YAÑEZ JOSE LUIS ERNESTO  
DIR. GRAL. DE CAPT. Y COND. DE AGUA  
JEFE DE LA OFNA. GEOTECNIA Y MEC  
DE SUELOS  
CERRADA JUAN SANCHEZ AZCONA No. 1723  
COL. DEL VALLE  
DELEGACION BENITO JUAREZ  
03100  
524-70-06 y 524-66-81  
CALLE 37 No. 230 3a. SECCION  
COL. JARDINES DE SANTA CLARA  
ESTADO DE MEXICO  
55450  
755-46-83

001 001 001 001

002 002 002 002

003 003

004

005 005 005 005

006 006 006 006

007 007 007 007

008 008 008 008

009 009 009 009

010 010 010 010

011 011 011 011

012 012 012 012

013 013 013 013

014 014 014

001 001

002 002 002 002

003 003

004 004 004 004

015 015 015 015

016 016 016

017 017 017

018 018 018 018

019 019

020

021 021 021

022 022 022 022

001 001

002 002

003 003 003 003

023 023 023 023

024

025 025 025 025

026 026 026 026

027 027 027 027

028 028 028

029 029 029 029

001 001

002 002 002 002

003 003 003

004 004 004 004

030 030 030 030

031 031 031 031

001 001

002 002 002 002

003 003 003

004 004 004 004

032 032 032 032

033 033 033 033

034 034

035 035 035 035

036 036 036 036

037 037 037 037

001 001 001 001

002 002 002 002

003 003 003

004 004 004 004

038 038 038

- 7.- LARA ARROYO JAIME  
S. C. T.  
DIR. GRAL. DE SERV. TECNICOS  
SUPERVISOR DE BRIGADAS  
XOLA Y AV. UNIVERSIDAD  
COL. HARVARTE  
DELEGACION BENITO JUAREZ  
03020 MEXICO, D.F.
- 8.- MELGOZA FIGUEROA DAVID  
IPESA CONSULTORES, S.C.
- 9.- MIRANDA MORENO JORGE ANTONIO  
GEOMARINA, S.A.  
INGENIERO DE PROYECTO  
CERRO TEOCA No. 14  
COL. CAMPESTRE CHURUBUSCO  
04200  
689-25-59 y 544-43-96
- 10.- ROSAS LOPEZ JOSE LUIS  
FAC. DE ING.  
PROFESOR  
C.U.  
523-63-82
- 11.- UGALDE LOPEZ FERNANDO MATEO  
TEOCALLI LOTE 41 MZA. 42  
COL. A. RUIZ CORTINEZ  
DELEGACION COYOACAN
- 12.- VALLE MOLINA OSCAR  
INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLEO  
JEFE DEPTO. INGENIERIA CIVIL  
EJE CENTRAL LAZARO CARDENAS No. 152  
COL. SAN BARTOLO ATEPEHUACAN  
DELEGACION GUSTAVO A. MADERO  
567-66-00 EXT. 2504
- 13.- MORALES Y MONROY RAFAEL  
AV. UNIVERSIDAD No. 2042-703  
COL. COPILCO UNIVERSIDAD  
04360  
550-99-31
- 14.- GOMEZ BALLINA OSCAR
- 15.- ORLATE RAMOS VICTOR
- DR. BARRAGAN No. 520-23  
COL. HARVARTE  
DELEGACION BENITO JUAREZ  
03020 MEXICO, D.F.
- XICOTENCATL No. 275-7  
COL. DEL CARMEN  
DELEGACION COYOACAN  
554-33-93
- XICONTENCATL No. 275-7  
COL. DEL CARMEN  
DELEGACION COYOACAN  
554-33-93
- CARR. SAN PABLO No. 7188  
SANTA INES  
676-97-31
- LAGO GUAHUACACHA No. 153  
COL. ANAHUAC  
DELEGACION MIGUEL HIDALGO  
556-23-01

