



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y
DOCTORADO EN INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA

SUELOS MARINOS: NATURALEZA Y PROPIEDADES

TESIS

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA
INGENIERIA CIVIL-GEOTECNIA

PRESENTA:
ALEJANDRO GERMÁN MEJÍA DAMIÁN

TUTOR:
DR. JORGE ABRAHAM DÍAZ RODRÍGUEZ



CD. UNIVERSITARIA

2009



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

*A mi esposa **GABRIELA** e hijo **ALEJANDRO**
gracias por el apoyo y comprensión
en esta etapa de mi vida.*

A mi madre y hermanos.

*A la **UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO (UNAM)**
por ofrecerme la oportunidad de estudiar dentro de sus aulas y brindarme
las herramientas que me permitieron cumplir con uno de
mis objetivos profesionales.*

*Al **CONSEJO NACIONAL DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA (CONACYT)**
por brindarme la beca correspondiente para realizar los estudios de la
Maestría en Ingeniería con orientación en Geotecnia.*

*Al tutor de tesis **DR. JORGE ABRAHAM DÍAZ RODRÍGUEZ,**
por su valiosa colaboración, disposición, paciencia y dedicación
a fin de lograr la realización del presente trabajo y además,
gracias por ser un excelente profesor.*

*Gracias a los sinodales por el tiempo dedicado a la revisión
de este trabajo y por sus valiosos comentarios:*

DR. JOAQUÍN EDUARDO AGUAYO CAMARGO

DR. SALVADOR MARÍN CÓRDOVA

DR. MARIO CHÁVEZ GONZÁLEZ

DR. BORIS SIMPSEY DUBOVOY

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. JOAQUÍN EDUARDO AGUAYO CAMARGO

Secretario: DR. SALVADOR MARÍN CÓRDOVA

Vocal: DR. JORGE ABRAHAM DÍAZ RODRÍGUEZ

1er. Suplente: DR. MARIO CHÁVEZ GONZÁLEZ

2do. Suplente: DR. BORIS SIMPSEY DUBOVOY

Ciudad Universitaria, D. F.

2009

TUTOR DE TESIS:

DR. JORGE ABRAHAM DÍAZ RODRÍGUEZ

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	V
NOMENCLATURA	VII
1. INTRODUCCIÓN	
1.1 Antecedentes.....	1
1.2 Objetivos.....	1
1.3 Alcances.....	1
1.4 Justificación.....	2
2. ORIGEN Y FORMACIÓN DE LOS SUELOS MARINOS	
2.1 Teorías acerca del origen de los continentes y de los océanos	3
2.2 Zonas oceánicas.....	6
2.3 Regiones en las zonas oceánicas	8
2.4 Formación de suelos en la zona litoral.....	9
2.5 Rocas sedimentarias formadas en ambientes marinos.....	14
2.6 Resumen del capítulo.....	16
2.7 Referencias.....	16
2.8 Bibliografía.....	17
3. MÉTODOS DE EXPLORACIÓN DE LOS SUELOS MARINOS	
3.1 Método geofísico.....	21
3.1.1 Características de la embarcación para un estudio geofísico.....	22
3.1.2 Programación del levantamiento para un estudio geofísico.....	22
3.1.3 Equipo utilizado para un levantamiento geofísico.....	23
3.1.4 Resultados de un estudio geofísico.....	25
3.2 Métodos geotécnicos.....	25
3.2.1 Características de la embarcación para una investigación geotécnica.....	27
3.2.2 Maniobra de anclaje de las embarcaciones con el sistema a cuatro puntos...27	
3.2.3 Embarcación con posicionamiento dinámico (DP).....	27
3.2.4 Estructuras fijas en el fondo marino que pueden ser empleadas para la investigación geotécnica.....	28
3.3 Métodos de muestreo costa afuera.....	28
3.3.1 Muestreador autocontenido (self container).....	28
3.3.2 Perforación rotatoria y muestreo a través de una sarta de perforación.....	30
3.4 Tipos de muestreadores utilizados dentro de una sarta de perforación.....	36
3.4.1 Muestreadores por percusión con cable guía (wire-line).....	36
3.4.2 Muestreador por empuje tipo candado (latch-in push) DeGross	37
3.4.3 Pistón hidráulico de núcleos (hydraulic piston corer).....	38
3.4.4 Barril de núcleo presurizado (pressurized core barrel).....	38
3.4.5 Muestreadores para roca.....	39
3.5 Pruebas <i>in situ</i>	39

3.5.1	Pruebas con cono eléctrico (CPT).....	40
3.5.2	Prueba de veleta remota.....	42
3.5.3	Presurímetro (pressuremeter).....	42
3.5.4	Otras pruebas.....	43
3.6	Muestreo para el laboratorio.....	44
3.6.1	Manejo, envoltura y etiquetado.....	44
3.6.2	Almacenaje.....	46
3.7	Pruebas de laboratorio.....	47
3.7.1	Pruebas de laboratorio en campo.....	48
3.7.2	Pruebas de laboratorio en tierra.....	48
3.8	Comparación entre estudios de laboratorio, <i>in situ</i> y analíticos.....	49
3.9	Correlación de datos geofísicos versus investigación geotécnica.....	50
3.10	Investigaciones geotécnicas relacionadas con casos no petroleros.....	52
3.11	Resumen del capítulo.....	52
3.12	Referencias.....	53
3.13	Bibliografía.....	56

4. CLASIFICACIÓN Y PROPIEDADES ÍNDICE

4.1	Clasificación de los sedimentos marinos.....	57
4.1.1	Clasificación por tamaño de la partícula.....	57
4.1.2	Clasificación por su origen.....	59
4.1.2.1	Sedimentos litógenos.....	61
4.1.2.2	Sedimentos biogénicos.....	63
4.1.2.3	Sedimentos hidrogénicos.....	68
4.1.2.4	Distribución de los sedimentos alrededor del mundo según su origen.....	69
4.1.3	Clasificación por el contenido de carbonatos.....	73
4.1.3.1	Perfil de los sedimentos calcáreos.....	74
4.2	Propiedades índice de algunos suelos marinos.....	75
4.3	Propiedades Índice en sedimentos de la zona de Cantarell, en la Sonda de Campeche.....	77
4.4	Resumen del capítulo.....	82
4.5	Referencias.....	83
4.6	Bibliografía.....	84

5. PRUEBAS MECÁNICAS ESTÁTICAS

5.1	Estado de esfuerzos <i>in situ</i> en depósitos marinos.....	85
5.1.1	Mecanismos que producen sobreconsolidación.....	85
5.1.2	Posibles mecanismos de consolidación incompleta.....	86
5.2	Pruebas estáticas de laboratorio en tierra.....	87
5.2.1	Clasificación y pruebas geológicas.....	87
5.2.2	Obtención de la permeabilidad.....	88
5.2.3	Aspectos de consolidación.....	88
5.2.4	Resistencia al esfuerzo cortante en condiciones no drenadas.....	93
5.2.4.1	Ensayes triaxiales.....	97
5.2.4.2	Parámetros de deformación.....	99
5.2.4.3	Efecto del esfuerzo efectivo promedio.....	101
5.2.4.4	Efecto de rotura (crushing).....	102
5.2.4.5	Efectos del contenido de carbonatos.....	102
5.2.4.6	Efecto de cementación.....	103
5.2.4.7	Ensayes de corte simple.....	105
5.3	Sedimentos silíceos.....	106
5.4	Pruebas <i>in situ</i>	107

5.4.1	Cono eléctrico (CPT).....	107
5.4.2	Veleta remota.....	114
5.4.3	Presurímetro.....	115
5.5	Resultados de pruebas estáticas en la zona de Cantarell.....	115
5.6	Resumen del capítulo.....	119
5.7	Referencias.....	119
5.8	Bibliografía.....	122

6. PRUEBAS DINÁMICAS

6.1	Comportamiento de los suelos ante carga cíclica.....	123
6.1.1	Conceptos de la teoría del estado crítico.....	123
6.1.2	Comportamiento de los suelos contractivos en condiciones no drenados ante carga cíclica.....	126
6.1.3	Comportamiento de los suelos dilatantes en condiciones no drenados ante carga cíclica.....	128
6.1.4	Efectos de drenaje.....	130
6.2	Procedimiento para llevar a cabo pruebas cíclicas en el laboratorio.....	131
6.3	Comparación de pruebas dinámicas.....	133
6.3.1	Factores que influyen en los resultados de las pruebas de laboratorio.....	136
6.4	Respuesta de los suelos granulares ante carga cíclica.....	138
6.4.1	Potencial de licuación.....	138
6.4.2	Presión de poro generada en suelos granulares en condiciones no drenadas.....	141
6.4.3	Deformación cíclica.....	143
6.4.4	Deformación permanente.....	146
6.5	Respuesta de los suelos arcillosos ante carga cíclica.....	147
6.5.1	Resistencia al corte en condiciones no drenadas.....	147
6.5.2	Presión de poro generada en suelos arcillosos en condiciones no drenadas.....	149
6.5.3	Rigidez cíclica y amortiguamiento.....	150
6.5.4	Deformación permanente.....	155
6.6	Pruebas con columna resonante.....	156
6.7	Resultados de pruebas dinámicas en la zona de Cantarell.....	158
6.8	Resumen del capítulo.....	163
6.9	Referencias.....	164
6.10	Bibliografía.....	166

CONCLUSIONES	167
---------------------	------------

ANEXO A. GLOSARIO DE TÉRMINOS	169
--------------------------------------	------------

ANEXO B. CONVERSIONES	173
------------------------------	------------

RESUMEN

Con el capítulo 2 se inicia el presente trabajo presentando algunas de las teorías que describen el origen de los continentes y de los océanos para entender su disposición en el estado actual. Nuestro enfoque es hacia los océanos que para su estudio se dividen en varias zonas en función del tirante de agua, tamaño de las partículas de los suelos marinos predominantes o la luz solar infiltrada. Con un enfoque económico la zona de mayor interés es la de la plataforma continental por ser donde se genera el mayor desarrollo de la industria petrolera; sin embargo, la zona litoral es donde se presenta la mayor actividad generadora de los suelos marinos, mencionándose los mecanismos de como se forman lo que denominamos acantilados, costas, deltas, arrecifes y atolones debido a factores ambientales como son: el oleaje, el viento, las corrientes, los ríos y los glaciares hasta llegar a la descripción de las principales rocas y suelos que se originan en el ambiente marino.

El capítulo 3 está enfocado a los métodos geofísicos y geotécnicos de exploración de los suelos marinos, incluyendo las embarcaciones y equipos empleados según las condiciones de trabajo. Desde el punto de vista geotécnico es importante el conocimiento de los tipos de muestreadores existentes y su forma de operar de manera de que las muestras obtenidas sufran la mínima alteración hasta que sean ensayadas en un laboratorio a bordo de una embarcación o en tierra. De ser posible, se realizarán comparaciones entre estos ensayos con los resultados de pruebas *in situ* y métodos analíticos a su vez con los de exploración geofísica con el fin de tener la mejor y más confiable información para el diseño de cimentaciones de estructuras marinas.

En el capítulo 4 se reúne la información de diversas fuentes para mostrar un panorama de las propiedades índice de los suelos marinos y de la forma en que se han clasificado dependiendo de su tamaño, origen y contenido de carbonatos; a groso modo, se da la distribución de los sedimentos a nivel mundial. Como ejemplo y con un enfoque geotécnico se presentan los resultados de clasificación y de las propiedades índice de los sedimentos marinos de 20 estudios geotécnicos pertenecientes a la zona Cantarell en la Sonda de Campeche.

El capítulo 5 se describen aspectos para conocer la historia previa de esfuerzos a la que ha estado sujeto un suelo marino y las pruebas mecánicas estáticas a las que son sometidos, como son de compresión unidimensional, de corte simple y ensayos triaxiales (para determinar resistencia al esfuerzo cortante y comportamiento esfuerzo-deformación), sin dejar de mencionar aspectos de permeabilidad y pruebas geológicas. Se muestran algunos resultados de pruebas *in situ* como lo son de: cono eléctrico (CPT), veleta remota y presurímetro para ser comparadas con los de laboratorio. También se incluyen los resultados de propiedades mecánicas estáticas de los mismos 20 estudios geotécnicos mencionados para los sedimentos marinos de la zona Cantarell en la Sonda de Campeche.

Por último, el capítulo 6 está enfocado a la descripción del comportamiento de los suelos arcillosos y granulares ante cargas cíclicas con base en medir parámetros de módulo de rigidez al cortante, amortiguamiento, degradación, etc. para evaluar el potencial de licuación, la presión de poro generada, la deformación cíclica y la deformación acumulada empleando ensayos de corte simple, triaxiales y de columna resonante. También se incluyen algunos resultados de ensayos dinámicos en los sedimentos marinos de la zona de Cantarell con fines de diseño.

NOMENCLATURA

A, B	Parámetros de Skempton de la presión de poro (carga triaxial y carga Isotrópica respectivamente).
$A^*, B^*, C^*, A_1, B_1,$	Parámetros experimentales de los materiales.
$C_1, C_2, C_3, \alpha^*, \beta^*,$	
$\delta^*, a^*, b^*, m^*, r^*,$	
K	
A_f	Parámetro de Skempton de la presión de poro A en la falla para pruebas triaxiales en compresión.
a	Deformación permanente durante el primer ciclo de carga.
\bar{B}	Deformación del primer ciclo para $X = 0$.
B^c	Diámetro del cono.
B^o	Parámetro por la influencia del grano de arena.
b	Velocidad de cambio de la deformación permanente con el incremento de ciclos de carga.
C_{ae}	Coefficiente de consolidación secundaria.
C_c	Índice de compresión.
C_h	Coefficiente horizontal de consolidación.
CLRL	Nivel crítico de carga repetida.
CLS	Estado límite cíclico.
C_o	Coefficiente que depende de la compacidad relativa.
CO_3	Contenido de carbonatos (en %).
CPT	Prueba de penetración cónica.
CR	Columna Resonante.
CR	Relación de compresión normal.
C_s	Índice de recuperación (descarga).
CSR	Nivel (relación) de esfuerzo cíclico.
CSR_{crit}	Nivel (relación) de esfuerzo cíclico crítico (determinado experimentalmente).
C_v	Coefficiente de consolidación.
c'	Cohesión efectiva.
cc	Coefficiente de rotura.
D	Módulo de compresión confinada (relación entre el esfuerzo axial y la deformación axial en compresión con confinamiento lateral).
D_E	Factor de degradación del módulo.
$(D_E)_m$	Factor de degradación del módulo en el ciclo m .
$(D_E)_n$	Factor de degradación del módulo en el ciclo n .
D_r	Compacidad relativa.
DSS	Pruebas de corte simple cíclico.
D_0	Módulo confinante inicial tangencial restringido.

D_{10}	Tamaño de la partícula para el cual 10% del suelo es de menor tamaño.
d	Diámetro de la veleta.
E_N	Módulo de Young secante después de N ciclos de carga.
E_s	Módulo de Young secante.
E_u	Módulo de Young en condiciones no drenadas.
E_1	Módulo de Young secante para el primer ciclo de carga.
E_{50}	Módulo de Young no drenado para un nivel de esfuerzos del 50% con respecto al máximo.
e	Relación de vacíos.
e_o	Relación de vacíos inicial.
FR	Relación de fricción.
F_R	Factor de velocidad.
G	Módulo de rigidez al cortante (o de deformación tangencial).
G/G_0	Módulo de rigidez al cortante normalizado.
$G_{\max} = G_0$	Módulo de rigidez al cortante máximo o inicial.
G_N	Módulo de rigidez al cortante después de N ciclos de carga.
G_s	Peso específico relativo (densidad de sólidos).
G_1	Módulo de rigidez al cortante para el primer ciclo de carga.
g	Aceleración de la gravedad.
H	Altura de la veleta.
I	Momento polar de inercia de la muestra.
I_L	Índice de liquidez.
I_p	Índice de plasticidad (en %).
I_r	Índice de rigidez.
I_0	Momento polar de inercia de la parte superior de la muestra.
K_c	Relación de consolidación.
K_o	Coefficiente de presión lateral de tierra en reposo.
K_{onc}	Coefficientes de presión lateral para arenas sueltas.
K_{ooc}	Coefficientes de presión lateral para arenas densas.
k	Permeabilidad.
L	Longitud de la muestra.
M	Pendiente de la envolvente de falla del esfuerzo efectivo.
m_v	Coefficiente de variación volumétrica.
m, n	Ciclos de carga.
N	Número de ciclos de esfuerzo.
N_e	Número de ciclos equivalentes para el esfuerzo uniforme S_e .
N_{eq}	Número equivalente total de ciclos uniformes.
N_i	Número de ciclos de esfuerzo S_i .

N_{if}	Número de ciclos uniformes de esfuerzo S_i requeridos para causar la falla.
N_ℓ	Número de ciclos de esfuerzo para producir una relación de la presión de poro del 100%.
$(N_1)_{60}$	Número de golpes con SPT manejando varillas de perforación con el 60% de la energía teórica libre de campo.
$N'_{\gamma q}$	Factor de cono.
N_k	Factor de cono.
n	Porosidad.
OCR	Relación de sobreconsolidación (o preconsolidación).
P'_c	Esfuerzo vertical efectivo de preconsolidación.
p'	Esfuerzo efectivo principal promedio (normal octaédrico) igual a $(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3$.
p'_{max}	Esfuerzo efectivo principal promedio máximo.
p'_o	Esfuerzo inicial efectivo promedio <i>in situ</i> .
p'_1	Esfuerzo efectivo principal promedio para una presión de confinamiento de $(1.01 \text{ kg cm}^{-2})$ 100 kPa.
q	Esfuerzo desviador igual a $\sigma'_1 - \sigma'_3$.
q_c	Resistencia de cono (CPT).
q_{ce}	Resistencia de cono equivalente.
q_{coc}	Resistencia de cono en suelos sobreconsolidados.
q_{cyc}	Esfuerzo desviador cíclico.
q_f	Esfuerzo desviador de falla.
qpk	Resistencia monotónica pico en condiciones no drenadas.
R	Radio de la barra del cono.
RR	Relación de recompresión.
r	Radio de la muestra.
\dot{r}	Velocidad de carga actual.
r_r	Velocidad de carga de referencia.
S_e	Nivel de esfuerzo cíclico uniforme.
S_i	Nivel de esfuerzo cíclico irregular.
SPT	Prueba de penetración estándar.
S_r	Grado de saturación (en %).
SS	Estado establecido.
s_c	Resistencia post-cíclica.
s_u	Resistencia al esfuerzo cortante en condiciones no drenadas estática.
s_u^*	Resistencia al esfuerzo cortante en condiciones no drenada de suelos remoldeados.
s_{ucyc}	Resistencia al cortante en condiciones no drenadas post-cíclica.

s_{ur}	Valor de referencia de s_u para la velocidad de carga de referencia r_r .
T	Torque medido.
T_{50}	Factor de tiempo teórico correspondiente al 50% de consolidación.
t	Tiempo.
t_{50}	Tiempo correspondiente al 50% de consolidación.
u	Presión de poro (intersticial).
u^+	Presión de poro debido a la carga cíclica (excluyendo la presión de poro estática que es generada en carga monotónica).
u_e	Presión de poro generada.
u_{N-1}	Presión de poro generada después de $N - 1$ ciclos.
u_p	Acumulación de presión de poro debido a carga cíclica.
u_r	Presión de poro residual.
u_o	Presión de poro inicial (intersticial).
w	Contenido de agua (en %).
w_n	Contenido natural de agua (en %).
w_L	Límite líquido (en %).
w_P	Límite plástico (en %).
X	Nivel de esfuerzo (relación de esfuerzo desviador cíclico a esfuerzo desviador de falla bajo carga estática).
z	Profundidad.

γ	Deformación angular (de corte) (en %).
γ'	Peso volumétrico (específico) sumergido.
γ_b	Peso volumétrico (específico) saturado.
$\gamma_{C,N}$	Deformación cíclica en el ciclo N con el esfuerzo cortante cíclico $\tau_{C,N}$.
$\gamma_{C,N+\Delta N}$	Deformación cortante, después de $N + \Delta N$ ciclos.
γ_{cmax}	Deformación cortante cíclica máxima.
γ_{cyc}	Deformación de corte cíclico.
γ_h	Deformación tipo hiperbólica.
γ_m	Peso volumétrico (específico) total.
γ_r	Deformación cortante de referencia.
γ_w	Peso volumétrico (específico) del agua.
$\gamma_{wsalada}$	Peso volumétrico (específico) del agua salada.
Δq_s	Presión total de sobrecarga.
Δu_o	Incremento de presión de poro inicial.
Δu_N	Incremento de la presión de poro residual durante N ciclos.

$\Delta\gamma_{C,i}$	Incremento de la deformación cortante cíclica, debido al cambio en el esfuerzo cortante cíclico de $\tau_{C,N}$ a $\tau_{C,N+1}$.
$\Delta\gamma_{C,\Delta N}$	Incremento en la deformación cortante cíclica debido a ΔN ciclos con un esfuerzo cortante cíclico $\tau_{C,N+1}$.
$\dot{\epsilon}$	Velocidad de deformación.
ϵ_a	Deformación axial (en %).
ϵ_{cyc}	Deformación axial cíclica (en %).
ϵ_{fs}	Deformación estática de falla.
ϵ_p	Acumulación de deformación permanente debido a carga cíclica.
ζ	Amortiguamiento (o relación de amortiguamiento).
ζ_{max}	Amortiguamiento máximo.
θ	Parámetro del suelo.
λ	Índice de compresión expresado en escala de logaritmo natural.
ρ	Densidad de masa del suelo, igual a γ_m / g .
σ	Esfuerzo normal.
σ_{cyc}	Esfuerzo cíclico.
σ_{dc}	Esfuerzo desviador cíclico máximo.
σ'_c	Esfuerzo (presión) de confinamiento efectiva.
σ'_{N-1}	Esfuerzo (presión) confinante efectivo al final de la $(N-1)$ ciclos.
σ'_v	Esfuerzo vertical.
σ'_{vf}	Esfuerzo vertical efectivo final.
σ'_{vo}	Esfuerzo (presión) vertical efectivo inicial.
σ'_0	Esfuerzo (presión) confinante efectivo inicial.
σ'_1	Esfuerzo efectivo principal mayor.
σ'_2	Esfuerzo efectivo principal intermedio.
σ'_3	Esfuerzo efectivo principal menor.
σ'_{3c}	Esfuerzo (presión) de confinamiento isotrópico efectivo.
T	Parámetro de degradación.
τ	Esfuerzo cortante.
τ_{cmax}	Esfuerzo cortante cíclico máximo.
τ_{cyc}	Esfuerzo cortante cíclico.
τ_f	Esfuerzo cortante en la falla.
τ_h	Esfuerzo cortante horizontal.
τ_{hf}	Esfuerzo cortante horizontal de falla.

τ_i	Esfuerzo cortante cíclico en los i ciclos. ($1 \leq i \leq N$).
τ_N	Esfuerzo cortante cíclico en el N ciclo.
τ_o	Esfuerzo cortante inicial.
ν'	Relación de Poisson para arenas en condiciones drenadas.
ν_p	Velocidad del sonido.
ν_s	Relación de Poisson.
ϕ'	Ángulo de fricción para esfuerzos efectivos.
x	Índice de recuperación (descarga) expresado en la escala del logaritmo natural.
ψ	Módulo del factor de correlación del cono.

CAPÍTULO 1

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

El estudio de los océanos representa un gran campo de aplicación dentro de la ingeniería, considerando que actualmente son los principales proveedores de la mayor fuente de energía aprovechada por el hombre que son los hidrocarburos que se encuentran en este medio. En un futuro no muy lejano se pretende que, además de ser una fuente importante de alimentos también lo sean de otros energéticos alternativos e inclusive aprovecharlos como hábitat. La Geotecnia Marina juega un papel preponderante apoyando en el diseño de las cimentaciones de todo tipo de estructuras requeridas para su aprovechamiento.

El tratar de conjuntar la información disponible de los aspectos geológicos, geofísicos y geotécnicos marinos es con la finalidad de tener una mejor planeación y organización y que se verá reflejada en un proyecto seguro, económico y funcional, considerando que mucha de esta información se encuentra restringida por organismos gubernamentales y privados.

Aunque nuestro país actualmente está considerado como uno de los principales productores de petróleo llevándose a cabo de manera continua la construcción de plataformas y tuberías desde 1976 en la Sonda de Campeche, ha requerido del desarrollo de la ingeniería geotécnica, que aún hasta nuestros días es muy dependiente de la tecnología extranjera.

1.2 Objetivos

Realizar una revisión de información geológica, geofísica y geotécnica para crear un panorama general para el profesionista que pretenda adentrarse al conocimiento de la ingeniería marina, partiendo de las teorías que intentan establecer el origen de los océanos, continuando con los equipo geofísico empleado para la recopilación de registros acústicos hasta la obtención de muestras para llevar a cabo ensayos estáticos y dinámicos necesarios para el diseño de cimentaciones de estructuras marinas.

También se tiene como objetivo presentar resultados muy generales de varios autores con reconocimiento internacional con respecto a clasificación, propiedades índices, ensayos estáticos y dinámicos de los suelos marinos y posteriormente, a manera de ejemplo, enfocarse a los resultados de los suelos pertenecientes a la Sonda de Campeche específicamente de la zona petrolera de Canterell.

1.3 Alcances

Los capítulos tratados están apoyados con referencias bibliográficas en el caso de requerir profundizar más en algún tema en particular; además al final se incluye un glosario de términos donde se consideran las definiciones de palabras que tienen relación con los temas tratados.

Se muestran los resultados de varios estudios, graficándose conjuntamente y comparándose para tener un panorama del comportamiento de los sedimentos marinos desde el punto de vista geotécnico; mencionándose algunas recomendaciones en la ejecución de ensayos que pudiera repercutir en los resultados.

En la sección 3.10, se mencionan tres proyectos de gran trascendencia desarrollados fuera de nuestro país donde se puede observar que la Geotecnia Marina tiene otras aplicaciones que no necesariamente están relacionadas con la industria petrolera.

1.4 Justificación

Los océanos representan el 71% de la superficie de nuestro planeta, el aprovecharlo y optimizar sus recursos en función de conocer sus orígenes, comportamiento y composición es importante desde el punto de vista geotécnico, para determinar parámetros de resistencia, compresibilidad, permeabilidad y ante carga cíclica la rigidez y el amortiguamiento del suelo.

El conocimiento del comportamiento de los suelos marinos es necesario dentro de la ingeniería civil para cualquier proyecto fuera de costa donde sea necesario cimentar algún tipo de estructura.

Aún es un campo que requiere de una mayor investigación en nuestro país y a nivel mundial considerando que cada vez es necesaria la instalación de estructuras en mayores tirantes de agua y que son suelos aún poco estudiados por el alto costo que representa.

El mencionar equipos tanto de geofísica como de geotecnia con sus aplicaciones y limitaciones, permite ampliar el panorama del conocimiento técnico para la toma de decisiones en el desarrollo de cualquier proyecto marino.

CAPÍTULO 2

2. ORIGEN Y FORMACIÓN DE LOS SUELOS MARINOS

2.1 Teorías acerca del origen de los continentes y de los océanos

Durante el periodo de 1775 a 1832 se discutían varias teorías acerca de la concepción actual de la Tierra. Werner en 1787 con la teoría del *neptunismo* indicaba que las rocas volcánicas de la litosfera eran producto de la acción del agua, mientras Hutton (1726-1797) mediante la teoría del *plutonismo* decía que estas mismas rocas eran el producto exhumado del enfriamiento del magma proveniente del interior de la Tierra a través de los volcanes. A su vez, Cuvier (1769-1832) con la teoría *catastrofista*, aseguraba que el planeta era el resultado de cambios súbitos, movimientos violentos y de corto periodo que acontecían en la litosfera, con ello especies de flora y fauna desaparecían repentinamente, generando a su vez otras especies con diferentes características. Por otra parte, la teoría del *uniformitarismo*, en la que Lyell (1830), con base en el principio de Hutton (1785-1788) de que “el presente es la clave del pasado” consideró que los cambios fisiográficos y estructurales de la Tierra se debían a procesos geológicos producto de leyes fisicoquímicas que actúan de manera continua considerando que no se trataba de procesos catastróficos, sin negar la influencia de los fenómenos sísmicos y volcánicos, pero que eran el resultado de movimientos regionales ocasionados por inestabilidades corticales locales. Por otro lado, la teoría *fijista* (influenciada por conceptos religiosos), considera hasta la fecha que la distribución geográfica de los grandes bloques continentales son el resultado de esfuerzos verticales de la corteza terrestre y a consecuencia se producen los movimientos horizontales que generan las grandes cadenas montañosas, asegurando que la posición de los continentes y océanos ha sido la misma desde su creación.

Fue hasta 1915 cuando Wegener en su libro “*El origen de los continentes y de los océanos*” donde propone que los sistemas montañosos son el resultado de la migración lateral que han sufrido los continentes a través de la historia geológica del planeta, mecanismo que denominó *deriva continental* (Fig. 2.1).

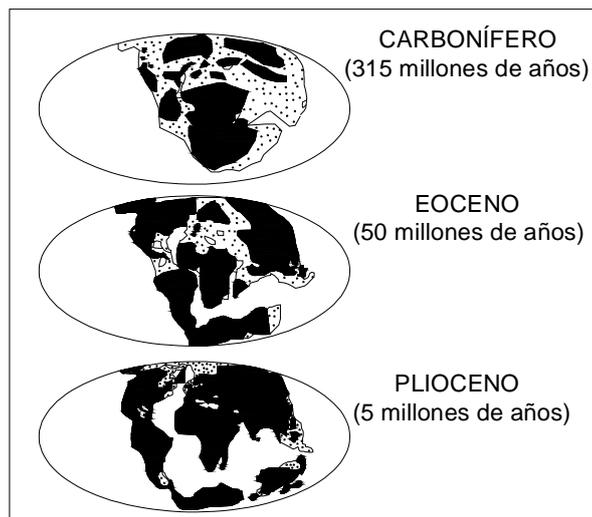


Figura 2.1 Propuesta de Wegener para la formación de los continentes y océanos en la actualidad (Wegener, 1915)

Aunque la idea de Wegener, nació cuando los naturalistas del siglo XVII quienes observaron que la costa occidental de África podría ensamblarse con la porción oriental de América del Sur, tal como también lo sugirió Bacon en 1620 sin dar una explicación científica y posteriormente Sneider-Pelligrini entre 1857 y 1858, lo demostró correlacionando una serie de plantas de fósiles en las rocas del Paleozoico de Europa y de la parte oriental de Estados Unidos. También Wegener entre 1912 y 1915 se dio a la tarea de recolectar muestras de fósiles, midió estructuras geológicas e hizo estudios petrográficos y estratigráficos en ambos lados del océano Atlántico para comprobar su afinidad, con lo que concluyó que existió un supercontinente único al que denominó *Pangea*. Su fracturamiento calculó, data de hace unos 200 millones de años y fue generado por la rotación de la Tierra, migrando algunos segmentos hacia el oeste mientras, a causa de la fuerza de las mareas y por encontrar resistencia en su recorrido, otros se desplazaban hacia el oriente, provocando compresión y plegamientos que darían origen a la formación de sistemas montañosos, por ejemplo, los que se localizan en el borde occidental del continente americano.

Entre 1927 y 1929, Holmes propuso un posible mecanismo dinámico para explicar el movimiento de las masas continentales en función de las *corrientes convectivas*, generadas en las rocas fundidas del manto superior, que es la zona situada en la base de la litosfera, debido a la transmisión de calor en las rocas, producidas por energía radiactiva de las mismas. Esto es, las zonas térmicamente más activas tienden a proyectarse hacia la superficie de la litosfera, en donde se enfrían y posteriormente vuelven a descender. Este mecanismo fue confirmado en las dorsales oceánicas por lo que hoy en día esta teoría ha adquirido una gran aceptación dentro de la comunidad científica.

En 1963 dos investigadores ingleses de la Universidad de Cambridge, Vine y Matthews, con estudios sobre magnetismo detectaron que el fondo oceánico se magnetizaba en el momento de su formación en forma de franjas paralelas cuya polaridad era normal o inversa (Fig. 2.2), comprobando así que el campo magnético de la Tierra, con origen en los polos magnéticos norte y sur, se revierte a través de su historia geológica en forma alternada aproximadamente cada 1.5 millones de años, contribuyendo a una mayor aceptación a las investigaciones posteriores realizadas por Hess y Dietz.

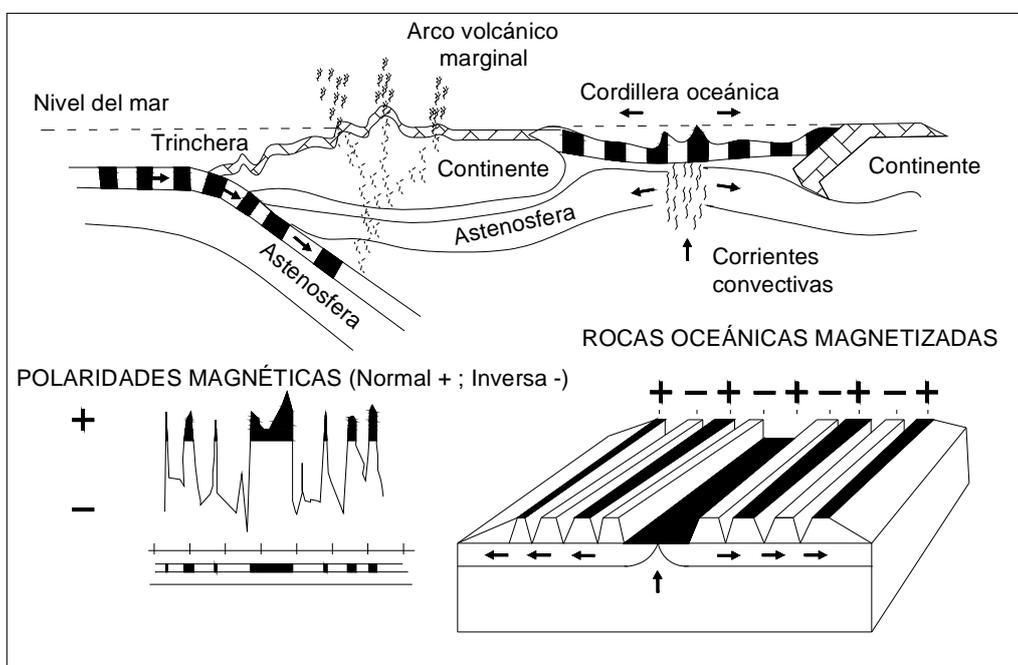


Figura 2.2 Polaridad magnética en las dorsales oceánicas (Aguayo y Trápaga, 1996)

En la década de los setenta, Hess de la Universidad de Princeton y Dietz de la "U. S. Coast and Geodesic Survey", ambos por separado interpretaron que los fondos oceánicos se están renovando continuamente a través de grandes fracturas conocidas como *cordilleras o dorsales oceánicas* en cuya unión se expulsa el magma, enfriándose al contacto con el agua oceánica. Ocasionalmente que el fondo del océano se desplace lateralmente, llevando consigo los sedimentos y las masas continentales en forma de grandes placas (Fig. 2.3), a esta hipótesis se le conoce como *expansión del fondo oceánico*.

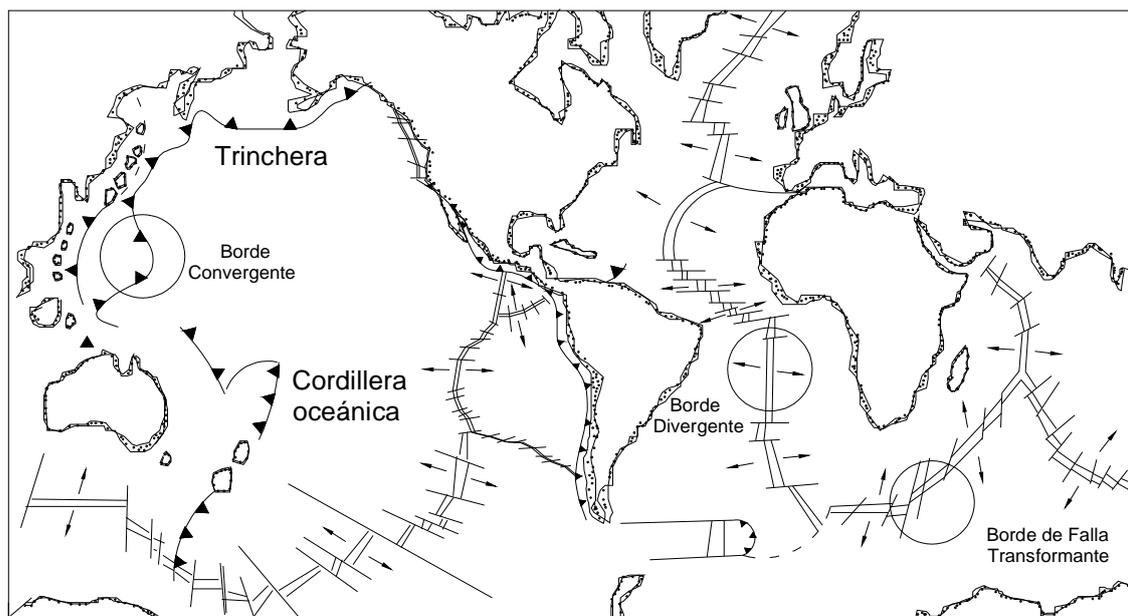


Figura 2.3 Límites de las placas tectónicas localizadas en el planeta (modificada de Dewey, 1972)

De 1968 a 1982 con el buque oceanográfico *Glomar Challenger* se realizaron estudios exploratorios donde se incluyeron programas de muestreo y de perforación en los océanos: Atlántico, Pacífico, Índico, en los mares del Golfo de México, Caribe, Mediterráneo y en las aguas del Ártico y Antártico logrando determinar la edad y evolución de las cuencas oceánicas. Se observó el flujo de lava como consecuencia de una corriente convectiva según la hipótesis de Hess y Dietz, da como consecuencia la expansión del fondo oceánico. También se exploraron los grandes sistemas morfoestructurales del relieve oceánico y se hicieron estudios de la composición de la corteza oceánica, cerca y fuera de los márgenes continentales y la exploración de la historia sedimentaria en condiciones dinámicas. Considerándose esta información como base para el desarrollo de nuevas investigaciones oceanográficas.

Actualmente, los continentes y océanos están conformados de la siguiente manera: de los 510 millones de km^2 de la superficie total de nuestro planeta 362 millones de km^2 corresponden al área marina, o sea alrededor del 71%, si observamos un mapa mundial, es evidente que no están uniformemente distribuidos, el mayor volumen de las masas continentales se concentran en el hemisferio norte y los océanos en el hemisferio sur. En los océanos, se considera que existe una profundidad promedio de 3,800 m, con un volumen alrededor de 1,376 millones de km^3 de agua. La cuenca del Pacífico es la mayor de todas las provincias marinas considerándose geológicamente activa por encontrarse en los límites entre las placas tectónicas de convergencia (Seibold y Berger, 1982) y su área es de 165.3 millones de km^2 tiene una profundidad media de 4,282 m, mientras que el Atlántico considerado como un océano pasivo, cubre una superficie de 82.4 millones de km^2 y su profundidad media es de 3,926 m.

2.2 Zonas oceánicas

Los océanos para su estudio, se han dividido a partir de su perfil batimétrico en las siguientes zonas (Fig. 2.4):

Zona Litoral: Representa la zona de transición entre el mar y el continente expuesto y comprende: acantilados, deltas, lagunas, marismas, esteros, playas y otros ambientes costeros.

Plataforma Continental: Es una superficie terrestre sumergida, corresponde a 7.5% del total de la superficie oceánica, o sea, 27.15 millones de km². Fisiográficamente tiende a ser plana, aunque puede contener algunos montículos debido a crecimientos arrecifales o a erosión diferencial. Su longitud varía entre unos cuantos hasta más de 1,000 km; sin embargo, lo más común son aquellas con un promedio de 65 km y con una inclinación, de la costa hacia el mar abierto de entre 0.1 y 3.2°. La plataforma continental se considera que varía entre una profundidad de 50 a 500 m, siendo el promedio global de 130 m. Particularmente en el Golfo de México, su borde coincide con la profundidad de los 200 m (Aguayo y Trápaga, 1996).

Por el momento, las condiciones del suelo en la plataforma continental son las de mayor interés para la ingeniería geotécnica debido al desarrollo de estructuras petroleras costa afuera.

Talud Continental: Es el cambio de pendiente que marca el límite entre la corteza continental y la corteza oceánica, su extremo inferior es la terraza del pie del talud, hasta una profundidad media de 2,000 m. Corresponde a 3.3% del total de la superficie de los océanos, es decir, 11.94 millones de km². Tiene una anchura que varía entre 15 a 30 km y su rango de inclinación es muy variable, desde 3 hasta más de 70°, aunque lo más frecuente es de 25° (Aguayo y Trápaga, 1996)

En los taludes continentales, existen profundos valles o cañones que presentan evidentes analogías morfológicas con los cañones continentales excavados por la erosión fluvial. Sus paredes son escarpadas, presentan gargantas como las de los cursos torrenciales, tienen afluentes y en general su pendiente es mayor que la de los cañones continentales.

Algunos de estos cañones submarinos son continuación directa de los continentales, pero en su mayoría, no presentan ninguna relación aparente con la red fluvial actual, extendiéndose más allá del talud continental, hasta los grandes fondos submarinos. En parte, al menos, los cañones submarinos pueden ser valles fluviales sumergidos pero cuando alcanzan grandes profundidades debieron haberse originado de otra manera, pues no es posible que estas zonas, a más de 1,000 m de profundidad hayan estado emergidas.

Se piensa que estos cañones se formaron por las *corrientes de turbidez* submarinas, originadas por el corrimiento de tierra en las cabeceras de los cañones, removiendo los sedimentos dentro del agua y produciendo una densa suspensión de agua turbia que avanza a lo largo del cañón en forma análoga a un río. De manera que, queda sin explicación satisfactoria por qué los cañones submarinos se parecen tanto a los continentales y cómo es posible que las corrientes de turbidez, en el seno del agua de mar, puedan dar lugar a una acción erosiva tan intensa en rocas duras y resistentes, incluso en el granito, en el que existen excavados algunos cañones.

Terraza Continental (Pie del Talud): Es una acumulación sedimentaria de espesor variable. Su anchura varía entre 100 y 1,000 km; su pendiente es menor de 1° y su superficie se ve interrumpida ocasionalmente por cañones submarinos o por volcanes no del todo sepultados. Este depósito se localiza al pie del talud continental, a profundidades que varían entre 2,000 y 5,000 m, aunque en promedio se ubica entre 2,500 y 3,000 m.

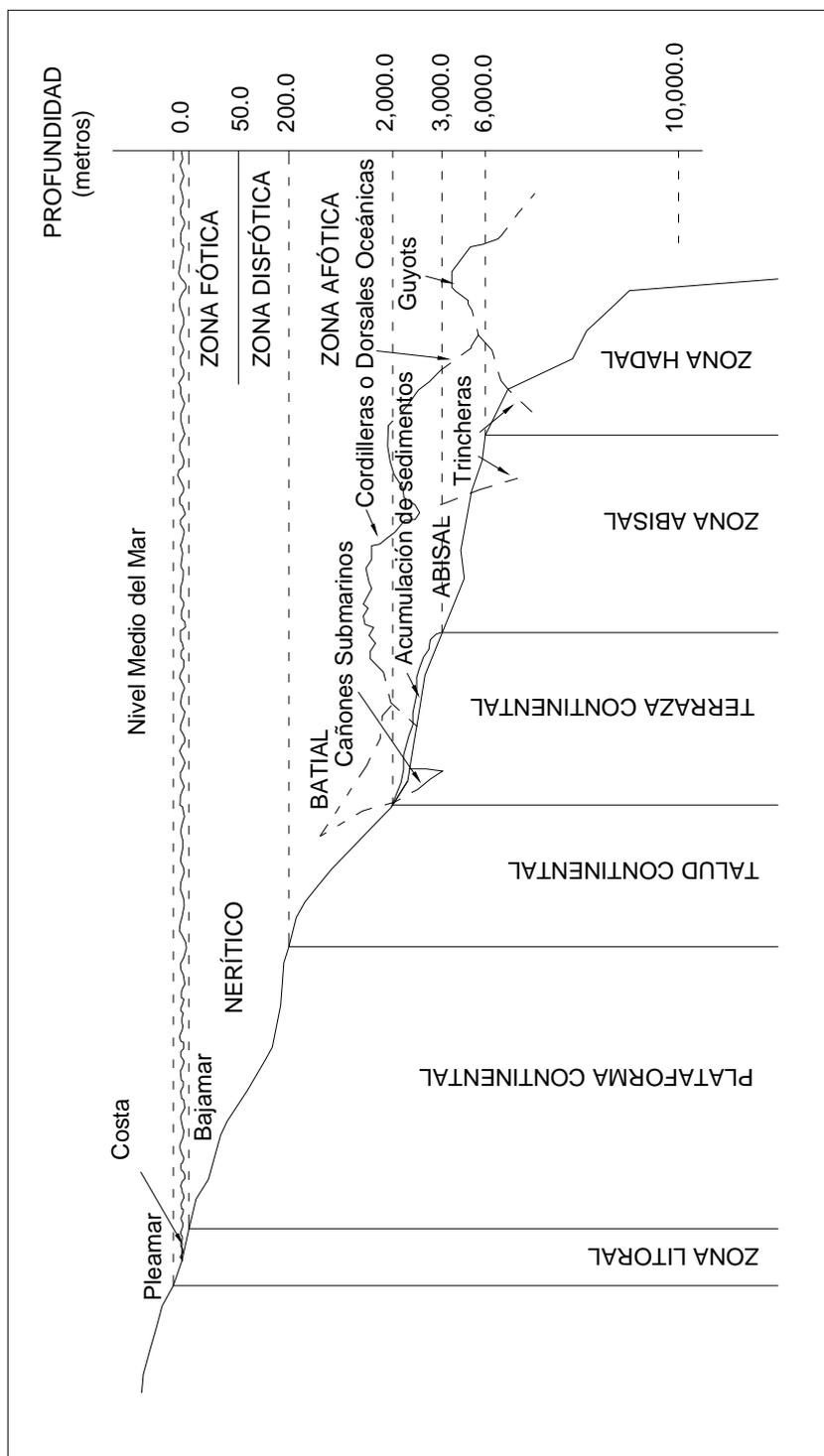


Figura 2.4 Zonas oceánicas (modificada de Aguayo y Trápaga, 1996)

Zona Abisal (Fondo Oceánico Profundo): Se ubica entre la margen continental y las cordilleras oceánicas y conforma una superficie frecuentemente afectada por conos volcánicos y colinas de diferente origen, así como por trincheras oceánicas, planicies abisales y conos volcánicos truncados, conocidos como *guyots*. Esta provincia ocupa hasta un 30% de la superficie total de la Tierra, o sea, 153 millones de km². Sin embargo, bastas áreas del piso del mar profundo consiste de planos abisales muy planos (en promedio menor del 0.1% de pendiente) teniendo un tirante promedio de agua de 4,000 m (Aguayo y Trápaga, 1996). Los planos abisales son planos debido a que los sedimentos entierran la topografía escabrosa del piso marino.

Zona Hadal: Compuesta principalmente por las trincheras oceánicas que son expresiones fisiográficas alongadas y profundas, cuya longitud varía entre 800 y 6,000 km; su anchura tiene un rango de entre 40 a 120 km y su profundidad varía de 4,500 a 11,020 m, como en el caso de la trinchera de las Marinas en el Pacífico, la más profunda hasta el momento localizada. De poco más de 30 trincheras exploradas, cinco rebasan los 10,000 m de profundidad. Estas fosas oceánicas se forman en zonas convectivas donde el fondo oceánico es asimilado por los continentes que le sobreyacen y en paralelo, están asociadas a cadenas de volcanes.

Cordilleras o Dorsales oceánicas: Son sistemas montañosos de gran extensión que sobresalen del fondo oceánico en forma de grandes elevaciones estructurales asociadas con volcanes, algunas han sido asimiladas por el borde continental (que corresponde en conjunto a la plataforma, el talud y la terraza del pie del talud). Su anchura varía desde 500 hasta 5,000 km y su longitud acumulada alcanza los 65,000 km. Cubren un área de más de 100 millones de km², es decir, 20% del total de la superficie de nuestro planeta. Corresponden a las zonas de rompimiento y separación de las placas tectónicas de la corteza terrestre en los océanos, por lo que son cinturones altamente sísmicos y continuamente expulsan minerales polimetálicos a través de ventilas hidrotermales cuya temperatura alcanza hasta los 350°C (Aguayo y Trápaga, 1996). Su importancia geológica estriba en el hecho de que son parte de la evidencia de la renovación del fondo oceánico, de la existencia de corrientes magmáticas convectivas y de la dinámica de los bloques continentales, mecanismos generados en el interior de la Tierra. Estos dorsales, además, representan un claro ejemplo de la presencia de vida exuberante a profundidades oceánicas mayores a los 2,000 m y rompen con los dogmas científicos antiguos, según los cuales a esas profundidades el piso marino presentaba escasa o nula actividad biológica.

2.3 Regiones en las zonas oceánicas

Considerando principalmente el tamaño de las partículas del suelo existente y no la fisiografía del fondo del mar se pueden tener las siguientes regiones oceánicas (Fig. 2.4):

Región Nerítica (Plataforma Continental): Entre la costa y la profundidad de 200 m donde penetra la luz solar. Del lado de la costa (*zona litoral*) está sometida alternativamente a las acciones continentales y marinas; los sedimentos acumulados son gruesos o finos que forman graveras de cantos aplanados por la acción del oleaje o extensas playas de arena fina, en la que se suelen marcar ondulaciones producidas por las corrientes de mareas llamadas *rizaduras*. En parte estos sedimentos están compuestos por restos esqueléticos (principalmente conchas) de los animales que viven en la costa, en la zona de balance de la marea. La región nerítica es donde se depositan la mayor cantidad de sedimentos producto de organismos que también contribuyen a su formación como por ejemplo las *calizas coralígenas* generadas por la acumulación de esqueletos de coral y algas calcáreas y en general de calizas de precipitación química, en cuya formación intervienen diversas formas de bacterias y otros organismos marinos.

Región Batial: Desde los 200 hasta los 2,000 m de profundidad, se depositan materiales detríticos finos (cienos, arcillas), los restos esqueléticos de organismos planctónicos (radiolarios, foraminíferos, pterópodos, diatomeas, etc.)

Región Abisal: Más allá de los 2,000 m de profundidad a gran distancia de la costa, donde no llegan los aportes continentales de manera directa, pueden depositarse materiales pulverizados muy finos, llevados por el viento que proceden de las zonas desérticas o de las cenizas lanzadas por las erupciones volcánicas. Estos materiales son los únicos que aparecen en los sedimentos extraídos por la sonda de las grandes profundidades. Aquí se encuentran restos de organismos planctónicos con esqueletos silíceos (radiolarios, diatomeas) pues los esqueletos calizos se disuelven en el agua del mar antes de alcanzar el fondo.

Información más detallada con respecto al origen de los suelos marinos se describe en el capítulo 4.

En cuanto a la penetración de la luz solar las zonas oceánicas se dividen en:

Zona Fótica: Es la de mayor luminosidad solar y se considera hasta una tirante de agua de 50 m.

Zona Disfótica: Es de baja luminosidad y varía entre los 50 y 200 m.

Zona Afótica: Permanece oscura y su profundidad es mayor a los 200 m.

2.4 Formación de suelos en la zona litoral

El agua de mar contiene unos 70 elementos en estado de solución; 10 de ellos son los constituyentes más abundantes y en conjunto equivalen a más del 99.7% de su composición: el cloro representa el 55%, el sodio 30.7%, los sulfatos 7.3%, el magnesio 3.2%, el calcio 1.1%, el potasio 1.1% y el bicarbonato 0.3%. El 1% faltante corresponde al ácido bórico, al estroncio y al flúor; a todos ellos se les denomina elementos mayores. Los 60 elementos restantes comprenden el 0.3% y se les considera elementos menores. La sal común (cloruro de sodio) por lo tanto representa el 85.7% del total de la composición del agua marina.

El mar tiene una acción destructora mecánica en las costas provocando la erosión, debido a la acumulación de energía en la masa de agua. Cuando las olas se aproximan al litoral, se modifica su movimiento ondulatorio al rozar con el fondo, siendo capaces de remover bloques de las escolleras y destrozar los malecones. Si se tiene la fuerza del oleaje acompañada con fragmentos de rocas producto del desprendimiento de los acantilados provocan al impactarse en la costa que existan nuevos desplomes de bloques.

TIPOS DE ACANTILADOS:

Un *acantilado* se le llama al corte vertical o inclinado formado por la erosión, su forma depende de la naturaleza de la roca y de la inclinación de los estratos con relación a la línea de costa (Fig. 2.5).

Las rocas calizas, las cuarcitas, areniscas y los basaltos dan lugar a costas abruptas con acantilados verticales, mientras las pizarras, margas, arcillas y granito originan costas con declives suaves, por tratarse de rocas que se disgregan con una mayor facilidad.

Una estratificación (tipo A y B) origina acantilados verticales, favorecidos por los planos de estratificación y por los frecuentes desplomes de grandes bloques de rocas. La estratificación horizontal (tipo C) también ocasiona la formación de acantilados verticales con cornisas salientes y profundas cuevas en su base, en las que el mar penetra durante la pleamar. En cambio, la estratificación buzando hacia el litoral (tipo D) propicia las costas con declives suaves, por la tendencia a resbalar las olas sobre los estratos. En este caso, el buzamiento de los estratos condiciona, con su inclinación, el declive del litoral.

El transporte de los fragmentos arrancados de la costa puede ser de dos formas: debido al declive del litoral que moviliza gravas y arenas mar adentro, por otro lado, si el oleaje incide oblicuamente sobre

la costa, se produce un transporte de los materiales detríticos a lo largo del litoral apoyado por las corrientes y la acción del viento.

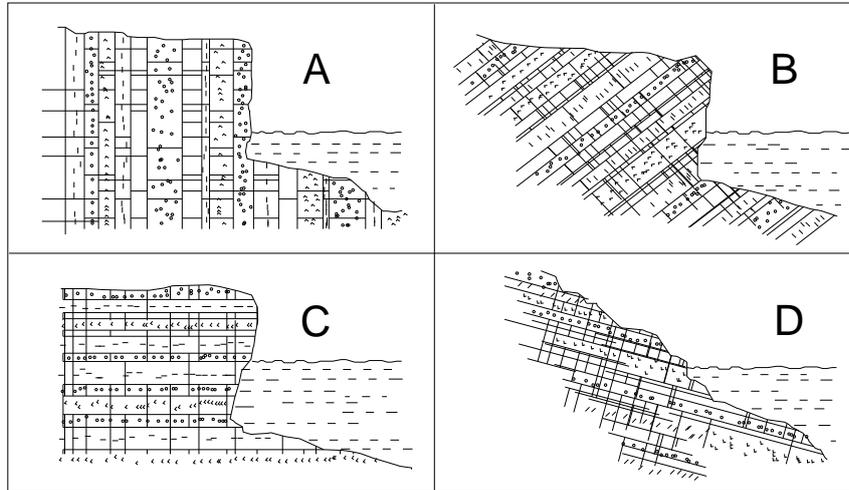


Figura 2.5 Tipos de acantilados: A y B con buzamiento de los estratos contrario a la dirección del mar. C con cornisas. D con inclinación, que se ajusta al buzamiento de los estratos (Meléndez y Fuster, 1991)

En el proceso general de erosión de la costa por impacto del oleaje se forma, al pie del acantilado, una superficie de erosión que presenta un ligero declive hacia el mar. Es la *plataforma litoral* o *plataforma de abrasión* que queda recubierta por el agua en la pleamar. Los materiales resultantes de la erosión litoral son arrastrados y depositados sobre la costa, formando las playas o mar adentro – según sea la resultante del movimiento de vaivén provocado por el oleaje- y se depositan entonces más allá de la plataforma de abrasión, formando una *terrazza marina*, que a veces puede recubrir parcialmente la plataforma litoral (Fig. 2.6).

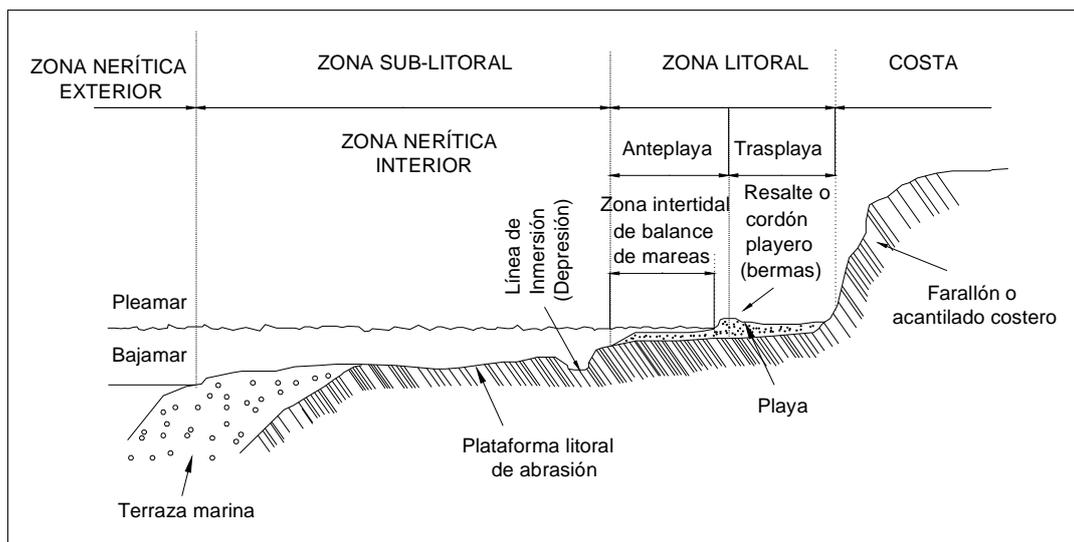


Figura. 2.6 Perfil transversal de la zona litoral indicando los rasgos principales (Shepard, 1963)

La acción erosiva del oleaje se manifiesta normalmente sobre la misma playa, en la zona de balance de la marea o *zona intertidal*, que alternativamente queda al descubierto o invadida por las aguas, originando un resalte o *cordón playero* que separa la *anteplaya* de la *trasplaya*, donde el mar sólo penetra durante los fuertes temporales.

A cierta distancia de la costa, allí donde las olas rompen con mayor frecuencia, se forma un surco paralelo a la costa llamado *línea de inmersión*, que delimita la playa.

La acción del transporte a lo largo de la costa es esencialmente selectiva, tendiendo a acumularse las partículas de una determinada dimensión (cantos rodados, arenas, limos, etc.) en zonas definidas y dando lugar a sedimentos perfectamente graduados, como son: las arenas de las playas, las gravas litorales, etc.

CLASIFICACIÓN DE LAS COSTAS:

Se consideran dos tipos de costas: las que están sometidas al proceso de *hundimiento* y aquellas otras que están sujetas a *emersión*. Sin embargo, pueden ser de tipo mixtas por la variación relativa del nivel del mar con relación al continente, bien sea por movimientos epirogénicos (de origen isostático) o eustático (debido a la cantidad de agua que puede quedar detenida en los continentes en forma líquida o en forma de hielo).

La costa esta sometida a un proceso general evolutivo en el que se contraponen las acciones de erosión y de sedimentación. En esta evolución puede reconocerse un estado *juvenil*, en la que predominan los procesos erosivos, provocando el retroceso del litoral, sobre todo en sus estructuras salientes (promontorios, cabos, islotes, etc.) y un estado de *madurez*, en el que, por el contrario, predominan los procesos de sedimentación, que dan origen a la formación de extensas playas y terrazas marinas, con tendencia a la desaparición de la mayoría de los accidentes costeros y a una progresiva rectificación del litoral.

Costas de Hundimiento: Cuando el mar penetra en los valles de los ríos que con anterioridad desembocan en la costa, dando lugar a profundas ensenadas en las que fácilmente se reconoce la topografía característica de los valles fluviales, que se prolongan mar adentro, sobre la plataforma continental.

En las costas donde desembocan valles glaciares, el mar adentra en profundos fiordos, de paredes abruptas, casi verticales, que pueden penetrar más de 100 km tierra adentro. El agua de los fiordos es muy profunda, alcanzando centenares de metros y por la existencia de un resalte en la desembocadura, formando por un umbral rocoso o sobre antiguas *morrenas* sumergidas, el agua profunda queda retenida y estancada, depositándose en el fondo cienos negros, de los que se desprende ácido sulfhídrico. Estas costas son muy irregulares y complejas con multitud de islas que forman un laberinto de canales.

La tectónica influye en las costas, según que los ejes de plegamiento incidan normalmente al litoral (tipo Atlántico) o sean paralelos a la línea de costa (tipo Pacífico). Las costas de tipo Atlántico se caracterizan por la alternancia de promontorios y ensenadas o estuarios que, en general, corresponden: los primeros a los ejes anticlinales y las segundas a los sinclinales. Las costas del tipo Pacífico en las que las líneas tectónicas-estructurales son paralelas al litoral, presentan largas islas formando cordones paralelos a la costa y ensenadas que se prolongan en la misma dirección. Las fallas litorales tienden a producir costas rectas, con aguas profundas en sus inmediaciones y una estrecha plataforma continental, limitada por fuertes taludes.

La erosión del oleaje se concentra sobre los promontorios salientes dando lugar a numerosos accidentes: islotes, penínsulas, puentes naturales, etc. y a la formación de un acantilado escarpado o farallón, que retrocede continuamente, dejando en su base una plataforma de abrasión que se va

haciendo cada vez más extensa. La velocidad de retroceso del acantilado es muy variable y depende, sobre todo, de la naturaleza de las rocas y de su estratificación.

Los materiales producto de la erosión, al ser transportados por las olas o por las corrientes litorales, se acumulan en las ensenadas formando *playas* y el extremo de los promontorios forman las puntas de flechas, con su forma característica de *lengua* dirigido hacia el interior de la ensenada. Al extenderse en longitud, las puntas de arena formadas en los dos promontorios que limitan una ensenada pueden llegar a unirse, formando una *barrera o restinga*, que cierra parcialmente la bahía. Cuando concurren dos corrientes litorales de dirección contraria y existe un islote próximo al litoral, tiene lugar la acumulación de arena, originándose una restinga que une el islote a la costa y forma un *tombolo* (Fig. 2.7).

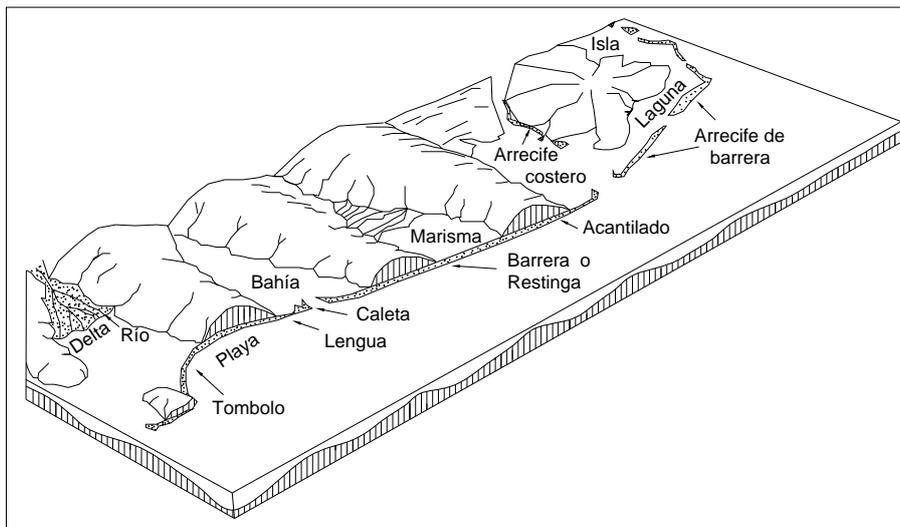


Figura. 2.7 Rasgos más comunes en una faja costera (modificado de Longwell y Flint, 2001)

En el estado de madurez, tienden a desaparecer los promontorios, formándose extensas playas en las ensenadas, que suelen quedar parcialmente cerradas por una barra y las *rías* (penetración marina en los valles bajos de los ríos de características semejantes a los fiordos noruegos) se van llenando de sedimentos que al quedar a flor de agua forman las *marismas*, que quedan secas durante la bajamar. Cuando el retroceso del litoral se acentúa, puede llegar a una rectificación casi total de la costa, con neto predominio de los acantilados.

Costas de Emersión: Se caracterizan por su poca elevación, con suave declive hacia el mar y por la presencia de accidentes litorales (acantilados, superficies de abrasión, playas, terrazas marinas, etc.), que se encuentran a un nivel superior al normal, alejados de la actual línea de costa. Las playas levantadas formadas por sedimentos marinos situados a nivel donde actualmente no llega el mar, suelen ser el mejor indicio del levantamiento o emersión reciente de una costa. En general, son poco accidentadas, aproximadamente rectas (sobre todo en estado de madurez) y están franjeadas por cordones litorales. Sus accidentes más característicos son los *deltas* y el desarrollo de campos de dunas en sus inmediaciones. Por su escasa profundidad del mar en las proximidades de la costa detrás de las rompientes, se depositan materiales detríticos que originan una barra sumergida, la cual al sobresalir del nivel del *cordón litoral* o *restinga* constituye la *albufera*. En general, no es completo el cierre de la restinga, existiendo comunicación más o menos eventuales mediante *bocanas*.

Las albuferas tienden a desaparecer, por los aportes de sedimentos procedentes del mar y de los ríos que en ellas desembocan, dando lugar a la formación de marismas y zonas pantanosas donde se desarrolla una característica y abundante vegetación herbácea.

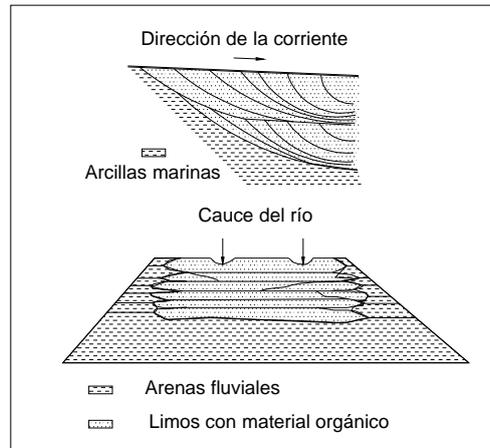


Figura 2.8 Estratificación de un Delta (Leet y Judson, 2000)

FORMACIONES DELTAICAS:

Son depósitos de aluviones fluviales que se adentran más o menos en el mar, más allá de la línea de costa, adoptando una forma aproximadamente triangular de “delta” griega, con los vértices hacia el continente. Aunque la formación de deltas en las desembocaduras de los ríos, es frecuente en las costas en proceso de emersión, no debe entenderse que sea una estructura exclusiva de estas costas. Lo que origina la formación de un *delta* es un cierto equilibrio entre los aportes de sedimentos por el río y los arrastrados por el mar. La formación de un delta se inicia por una intensa sedimentación subacuática y sólo cuando los sedimentos llegan a flor de agua empieza a desarrollarse la parte subaérea del delta, que en principio tiene forma de ramificada de “*pata de gallina*” y luego evoluciona hacia la forma típica “*triangular*”, al rellenarse de sedimentos los espacios comprendidos entre los brazos del río. La sedimentación deltaica se caracteriza por su estratificación irregular, en declive hacia el mar (estratificación cruzada) y por los cambios laterales de materiales sedimentarios, que pasan de arcillas y limos a diversos tipos de arenas (Fig. 2.8).

ARRECIFES Y ATOLONES:

Un arrecife de coral está formado por la asociación de ciertos celentéreos, coralaris coloniales que forman un esqueleto de carbonato cálcico, ramificado o macizo, sobre el que aparecen innumerables cálices donde se alojan los pólipos que forman la colonia. A los coralaris se asocian organismos, especialmente algas calcáreas, gusanos tubícolas, equinodermos, gasterópodos y lamelibranquios que contribuyen en parte a formar el arrecife o que viven protegidos por él. Para que se forme un arrecife se tienen que conjugar varios factores: la temperatura del agua no debe ser inferior a 20°C o sea ser un lugar cálido, estar limpio de los aportes terrígenos lejos de las desembocaduras de los ríos, debe estar batido por el oleaje a una profundidad máxima de 50 m, bien oxigenado y penetrar ampliamente la luz solar. Las condiciones óptimas para su desarrollo se encuentran entre los 30° de latitud N y S y en las islas de origen volcánico.

Los arrecifes de coral crecen en espesor y en extensión, desarrollándose hacia arriba a razón de 2 a 3 cm por año, hasta alcanzar un nivel comprendido entre la pleamar y la bajamar; a su vez, se pueden desarrollar hacia el exterior, donde el oleaje bate al arrecife y donde los organismos que lo forman disponen del agua en condiciones óptimas para su proliferación. Los fragmentos de coral y las conchas de moluscos, arrancados por el oleaje del arrecife, se acumulan en la parte interna, entre el arrecife y la costa, dando lugar a una arena calcárea, blanca, que forma un notable contraste con los vivos colores de los pólipos que forman las colonias de coralaris y con la vegetación tropical que llega hasta el litoral.

Se distinguen los *arrecifes costeros*, formados en la misma costa, en la zona de balance de marea, sobre la plataforma de abrasión, de los *arrecifes de barrera*, situados a cierta distancia de la costa, bordeándola y dejando una laguna intermedia de escaso fondo, donde se acumula la arena coralígena.

Los *atolones* son como arrecifes de barrera formados alrededor de una isla que posteriormente haya desaparecido, quedando ocupado su interior por una laguna de aguas someras, contorno más o menos circular y fondo plano, cubierto por arena coralígena. Tanto los arrecifes de barrera como los atolones presentan interrupciones o pasos, mediante los cuales se comunica la laguna interior con el mar libre, situados precisamente a sotavento, es decir, en la parte opuesta a la que recibe los vientos dominantes.

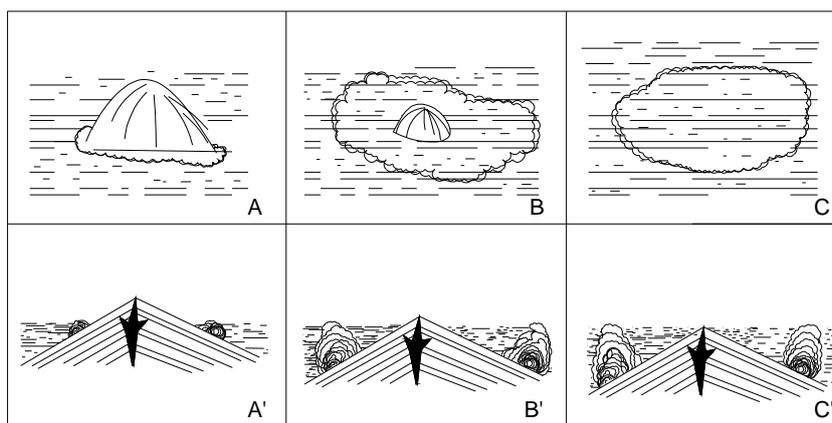


Figura. 2.9 Formaciones de los Arrecifes de Coral y Atolones. A. Arrecife Costero. B. Arrecife de Barrera de forma anular C. Atolón con laguna interior. (Longwell y Flint, 2001)

Los tres tipos de arrecifes (Fig. 2.9) se desarrollan como consecuencia de cambios de nivel del mar con relación a una isla volcánica. La subsidencia de la isla o la elevación del nivel del mar de origen eustático, origina la transformación del arrecife costero en otro de barrera y finalmente, la formación de un atolón al continuar desarrollándose hacia arriba para formar un arrecife de coral. Las *islas de coral* deben su origen a un proceso inverso, es decir, al descenso del agua de mar, o a la elevación de la isla previamente sumergida, que vuelve a emerger del océano rodeada de la barrera de coral y recubierta de arena coralígena.

Los arrecifes parcialmente dicho están formados principalmente por corales y algas calcáreas; en la parte exterior, donde rompe el oleaje, se acumulan fragmentos del mismo arrecife con restos de otros organismos que viven asociados, formando el *biostromo*, mientras que en la parte interna, en la laguna formada entre el arrecife y la costa, se acumula una arena calcárea muy fina, donde se conservan perfectamente restos de la variada fauna que allí se desarrolla y de otros organismos que eventualmente pueden llegar a la laguna, traídos por las mareas o procedentes de tierra firme.

2.5 Rocas sedimentarias formadas en ambientes marinos

Las rocas sedimentarias más comunes que se forman a partir de los agregados (arcillas, limos, arenas y gravas) y que se han solidificado con el tiempo por diferentes procesos en un ambiente marino son las siguientes:

Rocas Detríticas: Formadas fundamentalmente por acumulación de fragmentos de rocas y minerales ya existentes que no se han alterado químicamente o que sólo han sufrido alteración parcial. Estas rocas pueden experimentar durante la diagénesis una cementación de los fragmentos inicialmente sueltos; en este caso el cemento puede ser de origen químico.

Rocas Arcillosas: Formadas fundamentalmente por la cementación de partículas minerales arcillosas, que a su vez se han formado por alteración completa de minerales preexistentes.

Rocas Evaporitas: Formadas por evaporación de aguas cargadas de sales disueltas; sulfatos y cloruros principalmente.

Rocas Ferruginosas: Formadas por minerales oxidados de hierro, precipitados en la mayor parte de los casos por floculación de hidróxidos férricos coloidales, mediante procesos químicos o bioquímicos.

Rocas Orgánicas: Son las rocas formadas por transformación de residuos orgánicos que se pueden acumular en cantidades considerables, en condiciones especiales de gran proliferación vegetal o animales y constituyen los carbones y petróleos.

Rocas Carbonatadas: Son rocas de precipitación química, formadas principalmente por carbonato cálcico (calcita) y el carbonato cálcico-magnésico (dolomita) denominándose respectivamente *calizas* y *rocas dolomíticas*. Los carbonatos (CO_3) pueden disolverse en el agua en función de la presión y la temperatura; la presión atmosférica aumenta la solubilidad mientras la temperatura la disminuye. El anhídrido carbónico contenido en el agua origina ácido carbónico y este último a su vez, se disocia en iones de hidrógeno y de carbonatos. Otro mecanismo de precipitación del carbonato cálcico puede ser debido a la acción de ciertas bacterias que producen amoníaco, formando el carbonato amónico; a su vez, el carbonato amónico reacciona con el sulfato cálcico, que también existe en disolución en el mar y precipita finalmente al carbonato cálcico.

Calizas de origen orgánico: Son las formadas por la actividad vital de los organismos acuáticos o la acumulación de caparazones o de partes duras de los organismos marinos, que construyen sus esqueletos o cubiertas protectoras a base de carbonato cálcico. Estas calizas se forman tanto en la actualidad como en épocas pasadas extensas formaciones integradas casi exclusivamente por carbonato cálcico.

Calizas Pelágicas: Se originan por la acumulación de los caparazones y esqueletos de organismos microscópicos, generalmente foraminíferos y flagelados, que forman parte del plancton marino y caen como fina lluvia al fondo del mar, donde se asocian con los sedimentos muy finos allí acumulados. Como ejemplo típico, podríamos considerar las calizas *calpionellas* y *nannoconus*. La *creta* es una caliza pelágica, blanca, de grano muy fino, poco compactada, que en su mayor parte está formada por caparazones de foraminíferos planctónicos y cocolitos de flagelados.

Calizas Biohérticas. En los mares cálidos, de aguas limpias y removidas por el oleaje a profundidades no superiores a los 50 m, se desarrolla los arrecifes donde viven *corales* y *algas calcáreas* cuyos esqueletos se acumulan después de morir formando el *biohermo*. Los arrecifes se forman a cierta distancia de la costa mientras las condiciones de profundidad, temperatura, etc. del agua lo permitan. Estas calizas carecen de estratificación definida, formando masas con abundante carbonato de calcio (algunas alcanzan el 95% de este componente). Por crecimiento del arrecife verticalmente, se forma la roca calcárea coralígena denominada *biohermo*; en el caso que el crecimiento sea lateral se denomina *bioestroma*. Las calizas biohermales, son notablemente porosas, por la misma naturaleza de los esqueletos de los organismos que las han originado, forman masas lenticulares, prácticamente incompresibles que pueden ser trampas para la acumulación del petróleo.

Calizas Margosas: Son rocas calizas en el que se combina el carbonato de calcio con arcilla. Se presentan bien estratificadas con grandes espesores.

Calizas Oolíticas: Son calizas formadas por pequeños gránulos esféricos de calcita, dispuestas en capas concéntricas alrededor de un núcleo, que puede ser un grano de arena o un fragmento orgánico. En general, las dimensiones de estas esferitas son microscópicas, pero alcanzan varios

milímetros de diámetro, cuando son mayores de 2 mm se denominan *pisolitas*. Estas se forman en mares cálidos poco profundos y superficies planas. En zonas arrecifales por ser superficies irregulares y móviles hay ausencia de oolitas.

2.6 Resumen del capítulo

- Entre 1775 a 1832 se discutían las siguientes teorías para explicar la formación de la Tierra: *neptunismo* las rocas volcánicas son el producto de la acción del agua; *plutonismo* las rocas son el producto del magma proveniente del interior de la Tierra; *catastrofismo* la Tierra es producto de cambios repentinos en la litosfera y el *uniformitarismo* la Tierra cambia lentamente por leyes fisicoquímicas y la teoría *fijista* en que establece que fue creada como se encuentra distribuida actualmente.

- En 1915, Wegener presenta el libro “El origen de los continentes y los océanos” donde describe el mecanismo de la *deriva continental* a partir de un supercontinente que llamó *Pangea*, no logrando explicar físicamente el porque se produce tal movimiento. Alrededor de 1929, Holmes describe la forma en que se generan las *corrientes convectivas*. En 1963, Vine y Matthews estudian la expansión del fondo oceánico a partir del *magnetismo* al originarse y desarrollarse las dorsales oceánicas. Por los años setenta, Hess y Dietz dan a conocer las hipótesis de la *expansión del fondo oceánico*. Hasta 1982 el buque oceanográfico *Glomar Challenger* realiza muestreos de suelos en todos los océanos con lo que se aclara parte de la información anterior pero que da la pauta para nuevas investigaciones.

- Al océano se le puede dividir de varias formas: por su perfil batimétrico sería *zona litoral* o costera; *plataforma continental* corresponde a la continuación del continente; *talud continental* es el límite entre la corteza continental y la oceánica; *terrazza continental* al pie del talud; *abisal* o fondo oceánico profundo; *hadal* originada por las trincheras y por último las *cordilleras o dorsales oceánicas* son las que sobresalen del piso marino. Por el tamaño de las partículas del suelo: *nerítica* (suelos gruesos-plataforma continental); *batial* (material detrítico-talud continental) y *abisal* (suelos finos-mar profundo) y por la luz solar infiltrada: *fótica* (con luminosidad solar), *disfótica* (baja luminosidad solar) y *afótica* (oscuro).

- La *zona litoral* es donde se presenta la mayor actividad de destrucción de rocas debido a la acción del viento, oleaje, ríos y corrientes ocasionando una severa modificación de lo que denominamos: *acantilados, costas, deltas y en los arrecifes y atolones* siendo la principal fuente de las partículas que forman a los suelos marinos y rocas sedimentarias mar adentro.

2.7 Referencias

- Aguayo, J. E. y R. Trápaga (1996). *Geodinámica de México y minerales del mar*. Ed. SEP-Ciencia 141. 1a. Ed. México.
- Dewey, J. F. (1972). *Plate Tectonics*. Scientific American, No. 5: 56-68.
- Leet, L. D. y S. Judson. (2000) *Fundamentos de Geología Física*. Ed. Limusa, 19a. reimpresión. México.
- Longwell, C. R. y R. F. Flint, . (2001). *Geología Física*. Ed. Limusa, 10a. reimpresión. México.
- Meléndez B. y J. M. Fuster. (1991). *Geología*. Ed. Paraninfo, 5a. edición. España.
- Seibold, E. y W. H. Berger (1982). *The seafloor – an introduction to marine geology*. Berlin: Springer-Verlag.
- Shepard, F. P. (1963). *Submarine Geology*. (2a. ed.). Nueva York: Harper and Row, Publishers. USA.
- Wegener, Alfred. (1915). *El origen de los continentes y los océanos*.

2.8 Bibliografía

- Aubouin, J. (1972). "Geosynclines". *Development in Geotectonic*, No. 4. Elsevier Publishing Co.
- Bird, J. M. y B. Isacks. (1972) *Plate Tectonics*. American Geophysical Union, Washington, D. C.
- Dictionary of Geological Terms*. (1957). American Geological Institute. USA.
- Hubp, J. L. (1989). *Diccionario geomorfológico*. Imprenta de la Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Hunt B. C. (1972). *Geology of soil*. Ed. Freeman and Company. USA.
- Motz, L. (1982). *El redescubrimiento de la Tierra*. Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, México.
- Tarbuck, E. J. y F. K. Lutgens. (2003). *Ciencias de la tierra. Una introducción a la Geología Física*. Ed. Practice Hall. 6ª. Edición. España.
- Wilson, J. T. (1976). "Deriva continental y tectónica de placas". *Selecciones de Scientific American*, 2ª. Edición. Blume, Madrid.
- Wright S. G. (1983). *Geotechnical practice in offshore engineering*. Ed. American Society of Civil Engineering. Austin TX.
- Wyllie, P. J. (1971). *The Dynamic Earth*. John Wiley y Sons.

CAPÍTULO 3

3. MÉTODOS DE EXPLORACIÓN DE LOS SUELOS MARINOS

Un programa de campo típico para la exploración de suelos marinos con el fin de instalar una estructura comprende dos estudios básicos: el levantamiento *Geofísico*, con información obtenida de manera indirecta por medios acústicos (no destructivos) y cubriendo un área geográfica marina y la investigación *Geotécnica* con datos directos mediante la extracción de muestras de suelo realizando sondeos. Estos estudios son generalmente llevadas a cabo con diferentes embarcaciones y con tiempos desfasados, con la parte geofísica precediendo a la geotécnica.

El programa de investigación es definido en función de que sí es para un *sitio* o para una *estructura* específica. En el primer caso, la localización del lugar es conocida y las condiciones del suelo gobiernan al diseño para seleccionar el tipo de estructura por instalar. En el segundo caso, el tipo de estructura ya fue seleccionada y algún cambio en la localización del lugar es permitido para asegurar de que existan las mejores condiciones del suelo para su funcionamiento.

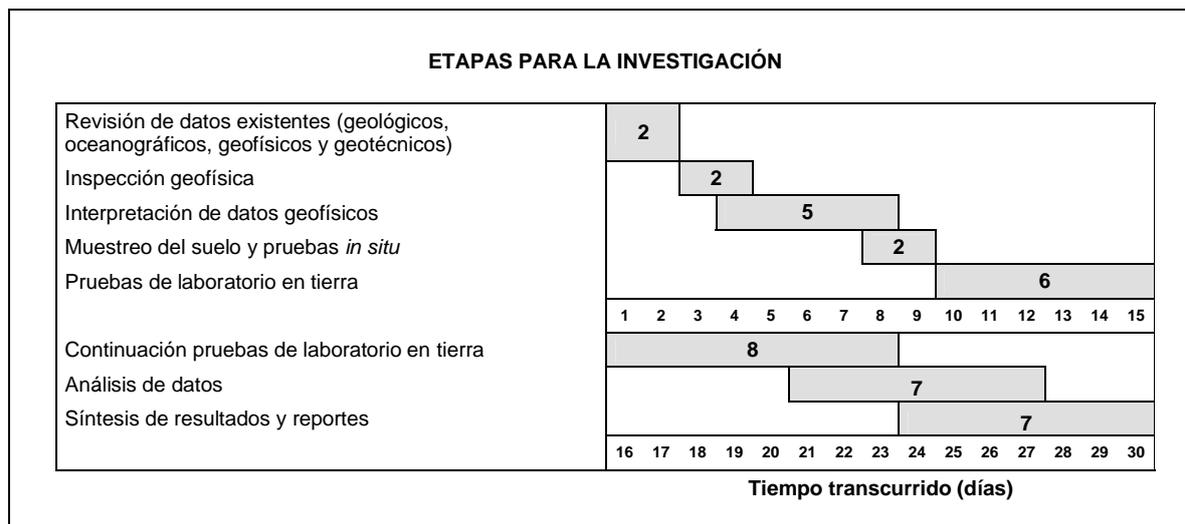


Figura 3.1 Programa para evaluar el sitio para la instalación de una cimentación para una estructura marina (modificado de Campbell y otros, 1982)

Un estudio completo del suelo costa afuera requiere de varias actividades con el fin de evaluar y determinar la factibilidad de desarrollar el proyecto de manera segura. Estas son enlistadas a continuación para ser incluidas dentro del programa como el propuesto en la Fig. 3.1:

1. Definir las coordenadas de la zona geográfica para ser investigada y los sitios para ser perforados para la obtención de muestras.
2. Recopilar la información de los siguientes factores que intervienen durante las diversas etapas de ejecución para lograr la mejor planeación del proyecto:

Factores Atmosféricos:

Dirección de los vientos predominantes y velocidades que puedan alcanzar.

Propiedades físicas: temperatura, humedad y presión.

Precipitación: tipo, cantidad, duración y frecuencia.

Visibilidad: tipos de restricciones, distancia, duración, frecuencia e intervalos de recurrencia.

Transmisión de energía: reflexión y refracción de bajas, medias y altas radio frecuencias.

Interferencia de las frecuencias acústicas ocasionadas por otras embarcaciones u equipos operando de manera simultánea.

Factores Oceanográficos:

Variación del nivel del mar debido a: tormentas, huracanes, marejadas, mareas, tsunamis, etc.

Corrientes: influyendo la profundidad, dirección, velocidad y persistencia que se puedan presentar.

Hielo marino (iceberg).

Factores Geológicos y Geofísicos:

Tipos de suelos.

Propiedades petrográficas.

Batimetría.

Estabilidad de los materiales del subsuelo.

Velocidad de erosión y depositación.

Propiedades geofísicas del suelo y rocas.

Sismicidad.

Factores Geotécnicos:

Clasificación del suelo y rocas.

Tipos de suelo y variabilidad vertical.

Resistencia al esfuerzo cortante, características de la deformación y capacidad de carga.

Características de compresibilidad y permeabilidad.

Estabilidad.

Propiedades dinámicas (amortiguamiento, rigidez, potencial de licuación, etc.)

Factores de Biota Marina:

Población.

Sensibilidad a cambios en temperatura, turbidez y polución.

Efectos de estructura previendo un aumento debido la reproducción.

Efectos de biota.

Factores de Construcción:

Disponibilidad de materiales constructivos.

Disponibilidad de lugares para la construcción.

Disponibilidad de mano de obra con las habilidades necesarias.

Disponibilidad de equipo de construcción.

Condiciones del tiempo durante el periodo de construcción.

Facilidades de soporte en el puerto.

Facilidades en la comunicación e investigación.

Disponibilidad del soporte industrial.

Facilidades para el traslado de personal.

Factores Políticos, Demográficos y Geográficos:

Localización de la base en relación a la costa, principales ciudades, mercados y materia prima.

Jurisdicción política.

Disponibilidad y regulaciones con respecto a las facilidades y conexiones.

Distancia fuera de costa.

Requerimientos y consideraciones estéticas y acústicas.

Regulaciones sobre el deshecho de desperdicios, calentamiento de agua y otros materiales.

Posibilidad de sabotaje.

Otros factores por considerar al encontrarse el mar adjunto a tierra y a líneas aéreas:

Proximidad a las líneas de navegación.

Canales de navegación, ayudas y restricciones.

Embarcaciones de placer o recreacionales.

Embarcaciones pesqueras, zonas de pesca (ostiones y camarones, etc.).

Operaciones militares.

Proximidad a otras estructuras donde puedan afectarse las operaciones de carga y descarga o invadir el espacio marino para maniobras.

Tráfico aéreo.

Proximidad a cables de teléfonos y energía submarinos, gasoductos de aceite y gas.

3. Determinar de manera preliminar los alcances requeridos de la investigación como una función del tipo de estructura propuesta considerando las condiciones del suelo y los factores ambientales.
4. Programar las líneas del levantamiento para el estudio geofísico y la posición de los sondeos.
5. Ejecutar el levantamiento geofísico somero de alta resolución.
6. Definir el programa de investigación geotécnica, dependiendo del levantamiento geofísico y de los requerimientos de la estructura propuesta.
7. Ejecutar la investigación geotécnica, comprendiendo el muestreo, pruebas *in situ* y pruebas de campo a bordo de la embarcación para una evaluación preliminar de los datos.
8. Además, pruebas de muestras en el laboratorio en tierra y una completa interpretación de todos los datos para establecer el perfil del suelo final y las características de resistencia y deformación de los materiales encontrados.
9. Diseño de la cimentación de la estructura, incluyendo capacidad de carga, deformaciones y factibilidad de instalación.
10. De ser posible, monitorear el comportamiento de la estructura durante la colocación en el lecho marino y posteriormente durante la instalación de la cimentación.

3.1 Método geofísico

El *levantamiento geofísico* de alta resolución básicamente creará el conocimiento de las condiciones generales alrededor de un sitio, asistiendo principalmente en la identificación de riesgos potenciales y en las características geológicas como el poder delinear la estratigrafía o evaluar el grado de uniformidad del suelo inspeccionado (rocoso, gravoso, arenoso, limoso y arcilloso).

Considerando lo anterior, también podemos mencionar los siguientes beneficios:

- a) Económicos, por limitar el número requerido de sondeos;
- b) Los datos sísmicos pueden ser recopilados rápidamente a un menor costo y bajo condiciones de operación más severas con respecto a los estudios geotécnicos;
- c) Correlación con datos del suelo sondeado;
- d) Obtención de características en tres dimensiones sobre una gran área;
- e) Entendimiento de lo establecido geológicamente que no pueda ser fácilmente definidos por datos de sondeos.

El levantamiento geofísico debe ser ejecutado con la suficiente antelación para que los resultados puedan ser considerados en una apropiada planeación para la subsecuente investigación geotécnica; deberá cubrir un área suficientemente extensa para formar un mosaico confiable de las condiciones del suelo marino en y alrededor de los sitios propuestos para la estructura. La operación se lleva a cabo con apoyo de una embarcación provista con un arreglo de aparatos electrónicos que incluya: *un sistema de posicionamiento, una ecosonda, un sonar de barrido lateral y herramientas de reflexión sísmica*. En la Fig. 3.2 se ilustra un arreglo típico de los equipos remolcados para el levantamiento geofísico; además, puede incluir un muestreador por vibración (vibrocorer) o un muestreador por gravedad (gravity corer) para recolectar superficialmente muestras alteradas del lecho marino.

Aparte de la batimetría del piso marino y sus irregularidades, los resultados arrojan características de interés del subfondo como son: los riesgos potenciales para la construcción o perforación, fallas geológicas, presencia de coral, deslizamientos de sedimentos marinos, canales por corrientes de mareas o tormentas, paleocanales fluviales inundados, sedimentos saturados de gas, existencia de oleoductos y en la definición de aspectos geológicos. Todas estas características darán un primer indicio de la factibilidad de que la combinación de sitio/estructura sea viable.

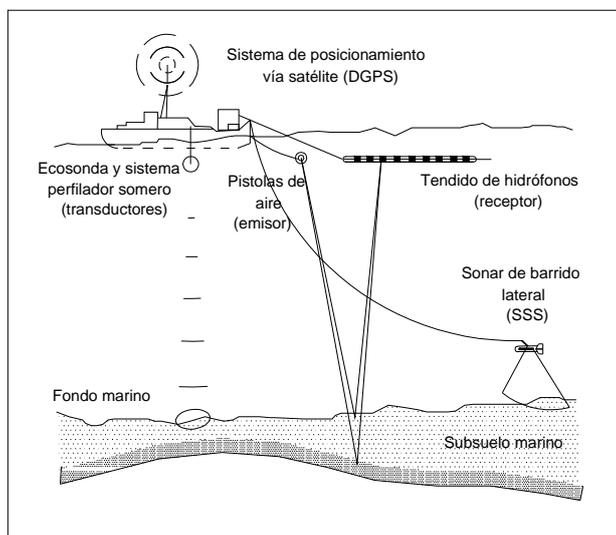


Figura 3.2 Equipos remolcados para un levantamiento geofísico de alta resolución (modificado de Sullivan, 1980)

3.1.1 Características de la embarcación para un estudio geofísico

Para poder realizar un estudio geofísico es necesario contar con la embarcación idónea que se pueda adaptar para el proyecto que se nos esté presentando. Los requisitos principales que se deben tomar en cuenta para seleccionarla están los siguientes:

Dimensiones de la embarcación: estará en función del proyecto, considerando que para aguas cerca de la costa es necesario embarcaciones de poco calado.

Área libre en la cubierta: para poder montar todos los equipos como los transductores, generadores de energía y malacates; además, de tener la opción de instalar contenedores para acondicionarlos como dormitorios, cuarto de graficadoras y laboratorio de electrónica. De ser necesario, contar con el área libre requerida para instalar y poder maniobrar el tipo de muestreador solicitado.

Capacidad de Alojamiento: deberá ser suficiente para el personal que permanezca a bordo.

Capacidad de almacenaje de provisiones, agua y combustible: el necesario para permanecer en altamar el tiempo programado, sin ser abastecido.

Capacidad de los generadores: es necesario determinar si es suficiente la energía que nos suministra la embarcación o es necesario incrementarla mediante generadores independientes para los equipos geofísicos. Generalmente y por medidas de seguridad se opta por instalar generadores independientes.

Velocidad: como mínimo para la operación se requiere de 6.3 km h^{-1} (3.5 nudos).

Otras características que pudieran ser importantes son: si cuenta con contrapozos para instalar ahí los transductores fijos y además, el piloto automático para facilitar el recorrido de líneas de navegación programadas.

3.1.2 Programación del levantamiento para un estudio geofísico

En la programación del levantamiento de un estudio geofísico se deben considerar los siguientes aspectos:

- Conocer el objetivo del estudio y el tipo de estructura por instalarse (por ejemplo, una plataforma, tuberías, válvulas, etc.).
- Tener definida el área por levantar por medio de coordenadas de sus vértices y conocer de manera aproximada los tirantes de agua existentes.

- Correlacionar la información de los antecedentes geológicos, geofísicos y geotécnicos del lugar, lo cual ayudará en el ajuste de los equipos y a una más rápida identificación de eventos relevantes.
- Con base en lo anterior, proponer las líneas longitudinales y transversales perpendiculares entre sí y separadas equidistantemente, de manera de cubrir el área de proyecto solicitada, programándose con la dirección que mejor favorezca a la definición de eventos geológicos estructurales en los registros y evitando todo tipo de obstrucciones.

3.1.3 Equipo utilizado para un levantamiento geofísico

A continuación se describen los equipos electrónicos utilizados para llevar a cabo un *Levantamiento Geofísico de Alta Resolución* (o de detalle):

Sistema de Posicionamiento:

El funcionamiento del sistema se basa en la obtención de la posición de una estación móvil DGPS a bordo de la embarcación, a través de señales captadas de la constelación satelital *Inmarsat* y aplicándole una corrección de tiempo de forma inmediata, mediante una estación diferencial instalada en tierra, logrando con esto una precisión de +/- 2.0 m en el cálculo de las coordenadas. Forman parte del sistema de posicionamiento: equipo de cómputo con sus periféricos (impresoras, unidades de grabación, monitores adicionales) y un programa de navegación en la que se observa de manera gráfica y analítica en tiempo real la posición de la embarcación y mediante interconexiones con los demás sistemas, es posible enviar y recibir de manera automática información para conocer la ubicación de los sensores.

El programa de navegación está provisto de una base de datos con la información referente a estructuras existentes, se emplea para programar las líneas de navegación, contornos del proyecto, obstrucciones relevantes o los sitios para llevar a cabo un sondeo. Dentro de este programa también se deberán definir los parámetros geodésicos en función del sistema de referencia que se va a considerar durante el proyecto. Se incluye dentro del sistema de posicionamiento al girocompás para que la embarcación automáticamente corrija sus trayectorias con respecto al norte magnético terrestre.

Sistema Medidor del Tirante de Agua (Ecosonda):

Esta provisto de un transductor fijo (emite y recibe señales acústicas) llamada *ecosonda* que convierte la energía eléctrica en energía acústica o de sonido, que se transmite hacia el fondo marino de manera cónica con un ángulo entre 5 y 15° y con una frecuencia de 41 ó 208 Khz a una velocidad de propagación en el agua alrededor de 1530 m seg⁻¹ en la Sonda de Campeche (Golfo de México). Al reflejarse la señal desde el lecho marino se transforma nuevamente en energía eléctrica, pasando posteriormente al graficador analógico digital donde quedaran registradas las lecturas. El tiempo de recorrido de la onda será proporcional a la profundidad medida.

Para determinar el valor de la velocidad de propagación de ondas acústicas en el agua con una mayor exactitud se emplea un equipo electrónico independiente denominado *velocímetro* que es sumergido y se hace descender lentamente hasta las cercanías del lecho marino en un punto central del área de trabajo, automáticamente va almacenando datos de la salinidad, densidad del agua, temperatura y profundidad. Posteriormente se conecta a una computadora donde al procesarse la información nos muestra un informe que nos determina la velocidad promedio de propagación de onda en el agua y que será necesario introducir en todos los equipos que requieran de este valor para su correcta operación.

El movimiento del barco producto del oleaje, ocasiona que las señales sonoras tengan rápidos cambios verticales en la medición de la profundidad del agua y hace que el lecho marino aparezca extremadamente irregular cuando en realidad es liso, es por esto que generalmente está interconectada con a un equipo electrónico adicional denominado *compensador de oleaje* que hace el ajuste necesario para obtener la profundidad real de manera gráfica y digital.

Una ecosonda operada con altas frecuencias, superiores a 200 KHz, es usada para detectar emanaciones de gas del piso marino o también operada con frecuencia dual permite un perfil concurrente uno a nivel de superficie y el otro de alta definición bajo el lecho marino. Si es posible mantener una ecosonda de manera fija (por ejemplo en una embarcación anclada) se podrá medir la profundidad del agua y la variación de mareas de dicho sitio, siendo útil, por ejemplo, durante un sondeo geotécnico para realizar la correspondiente corrección debido a este fenómeno.

Sistema Sonar de Barrido Lateral:

Provisto de un transductor hidrodinámico denominado *pescado* (tow-fish), que va remolcado aproximadamente entre 10 a 15% de la profundidad del agua a una velocidad entre 7.2 a 10.8 km h⁻¹ (4 a 6 nudos), por medio de un cable eléctrico acerado que para evitar pérdidas de señal puede ser hasta de 1,800 m de longitud ajustable mediante un malacate. El transductor emite un pulso acústico lateral de 100 ó 500 KHz a babor y estribor que al recibirse en el graficador se generan registros de alta resolución que muestran una perspectiva bidimensional o fotografía cilíndrica del lecho marino a diferentes escalas 25, 50, 75, 100, 150, 200, 300, 400 y 600 metros por canal. Con este equipo se localizan estructuras metálicas marinas desenterradas, arrecifes de coral, cráteres, montículos de sedimentos, formaciones producidas por la migración de gas, etc.

Al transductor se le acopla de manera adicional e independiente un *rastreador* que conectado al sistema de posicionamiento nos permite determinar la posición exacta del "*pescado*" para poder ubicar posteriormente la información en un plano. Recientes avances en la tecnología, nos permite grabar la información para posteriormente reproducir mosaicos del lecho marino o de manera simultánea, es posible congelar imágenes, amplificar detalles y realizar mediciones de objetos de interés manipulados mediante el monitor del equipo.

Sistema Perfilador Somero:

Es un sistema similar en cuanto a operación a la ecosonda denominado *pinger*, se compone de un unidad compuesta de un transductor que emite un pulso acústico de alta resolución con frecuencias ajustables desde 3.5 a 50 KHz dependiendo de la penetración en el subsuelo que se desee alcanzar. Típicamente la frecuencia baja de 3.5 KHz puede penetrar hasta los 60 m (200 ft) con una resolución normal de 0.8 m (2.5 ft). La frecuencia de 7 KHz alcanzará penetraciones de los 30 m (100 ft) con una mejor resolución en la estratificación superficial. El sistema grafica la energía acústica en función de las propiedades reflectivas de los sedimentos que dependen de la densidad, porosidad, contenido de agua y tipo de suelo.

El sistema está provisto de una consola para seleccionar diversos anchos de banda y ganancias de tiempo variable. El pulso acústico es emitido por un sensor con un defasamiento en tiempo para cada señal, al regresar la señal es recibida por un *hidrófono*, que se encuentra dentro de la misma unidad, para posteriormente ser graficada en papel electrostático, para mostrarnos un perfil del subfondo marino a una profundidad máxima de 100 m donde es posible definir principalmente el espesor de los sedimentos no consolidados (lodos), la presencia de estructuras geológicas superficiales, posibles emanaciones de gas, presencia de coral, etc. Una aplicación importante, es que registra la posición de estructuras metálicas con respecto al lecho marino incluyendo si se encuentran enterradas, como puede ser el caso de las tuberías submarinas.

Para su operación la unidad va fija a la embarcación. A nivel de cubierta y de manera independiente este transductor se le acondiciona con un *compensador de oleaje* para lograr que los registros no se vean afectados por el movimiento del oleaje. En algunos casos, este sistema se compone por dos unidades: el *uniboom* que funge como transmisor y el *tendido de hidrófonos* (streamer) como receptor, requiriéndose para su instalación de un mayor espacio para su operación y mayor tiempo para su ajuste, resultando más práctico el uso del *pinger*, pero en cuanto a definición de los registros pueden considerarse que el sistema conformado por las dos unidades ofrece una mejor calidad.

Sistema Perfilador Profundo:

Trabaja bajo el principio de la *reflexión sísmica* que consiste en tener una fuente generadora de pulsos acústicos a través de un emisor compuesto de *pistolas de aire* alimentadas por un compresor especial de carga rápida y que los genera de baja frecuencia (de 100 a 400 Hz) a intervalos de tiempo que viajan a través de las capas del subsuelo y recibiendo la información por un receptor formado por un *tendido* cuya longitud depende de la penetración que queramos alcanzar, siendo fabricado hasta de 9 km para obtener información a grandes profundidades; está compuesto por una manguera transparente que en su interior mediante cableado une pequeñas unidades denominados *hidrófonos* separados de manera equidistante. Para soportar la tensión al ser remolcado, cuenta con un cable acerado flexible y para evitar la corrosión están inmersos en un líquido lubricante. Para obtener un buen registro se recomienda mantener al tendido sumergido aproximadamente 3 m de la superficie del agua y deberá permanecer en línea recta con respecto al recorrido; por esta razón se le adaptan estabilizadores denominados *pájaros* (birds). Al recibirse la señal se le somete a un filtrado para evitar ruidos e interferencias y se grafica y almacena para su posterior procesamiento. Con este equipo es posible delimitar estructuras geológicas, zonas de fallas, paleocanales, presencia de gas y coral y dependiendo de la profundidad, los entrapamientos donde se localiza el petróleo. En la Fig. 3.3 se muestra un registro obtenido con este equipo.

Magnetómetro:

Es un equipo electrónico opcional que registra cambios en el campo magnético de la Tierra cuando es remolcado sobre algún sitio. Es ampliamente usado para localizar oleoductos y otros objetos metálicos como sería el caso de anclas abandonadas que pudieran estar enterradas superficialmente.

3.1.4 Resultados de un estudio geofísico

Mediante la recopilación de todos los registros de los sistemas mencionados se elabora un informe que contiene los siguientes planos:

Plano de Posicionamiento: Donde se indica la posición de las marcas de evento (coordenadas) comunes a todos los registros.

Plano Batimétrico: Con la información del ecosonda, se configura en un plano las curvas batimétricas, para determinar la pendiente del terreno.

Plano Estructural Somero: Se configura un plano con el espesor de los sedimentos no consolidados (isopacas) y cualquier evento de interés geológico registrado dentro del perfilador somero.

Plano Estructural Profundo: Se elabora con la información del perfilador profundo un plano, donde se representen los eventos detectados (estructuras geológicas, fallas, paleocanales, zonas de gas, etc.), hasta la profundidad donde se tenga información confiable.

Plano de Riesgos: Se conjunta toda la información anterior, incluyendo la del sonar de barrido lateral resaltando tanto los eventos de riesgo que se presentan superficialmente en el lecho marino como los profundos.

En el informe será necesario indicar las recomendaciones y las observaciones dependiendo de las especificaciones y de los alcances solicitados en el proyecto.

3.2 Métodos geotécnicos

La investigación geotécnica es un prerrequisito esencial para el diseño de las cimentaciones de las estructuras costa afuera para soportar con seguridad la gravedad y cargas ambientales a las que estará sujeta, hasta ahora es el método prevaleciente para obtener información ingenieril que consiste en la toma de muestras del subsuelo y someterlas a pruebas de laboratorio para conocer sus propiedades y posteriormente estimar su comportamiento. El desarrollo de fuentes de hidrocarburos en aguas relativamente profundas en sitios como el Mar del Norte y el Golfo de México en los años 70 y 80 estimularon el incremento de la tecnología para la investigación geotécnica marina compitiendo y a veces excediendo la investigación costa adentro, a pesar de que su alto costo.

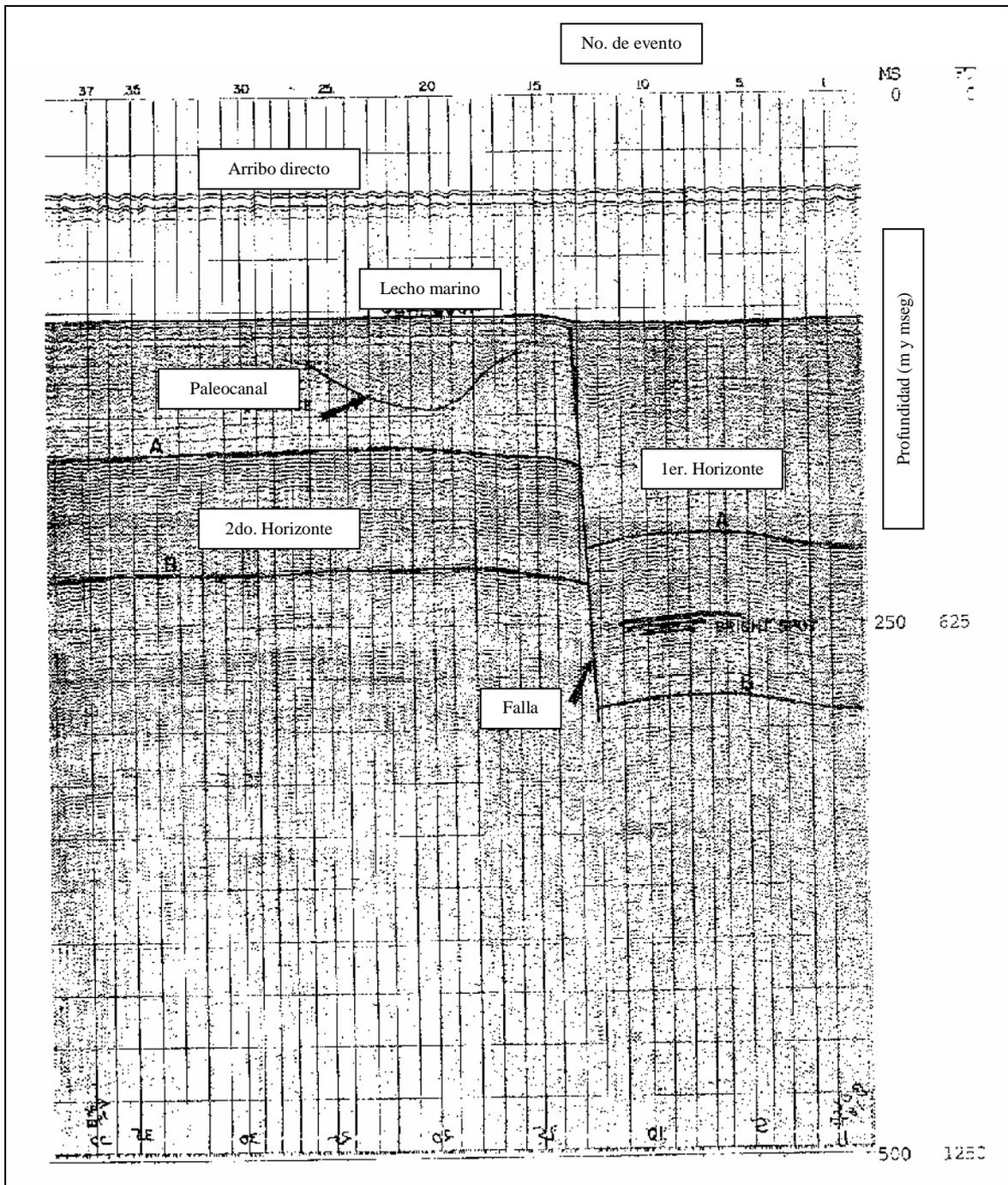


Figura 3.3. Registro sísmico con perfilador profundo (modificado de Roden y Otros, 1980)

3.2.1 Características de la embarcación para una investigación geotécnica

La selección de la embarcación para llevar a cabo un sondeo geotécnico deberá considerar:

Dimensiones de la embarcación: estará en función del proyecto y de las condiciones esperadas del mar, además de que para aguas poco profundas es necesario embarcaciones de poco calado. En sí, la embarcaciones deberá ofrecer la combinación ideal de instalaciones para una completa investigación geotécnica, incluyendo un considerable número de ensayos y su monitoreo.

Área libre en la cubierta: la necesaria para alojar a la torre de perforación, bombas para lodos, sarta de perforación, contenedor para laboratorio de suelos, un contenedor para reparar y dar mantenimiento a los equipos. Y además, de ser necesario el espacio para la instalación de los malacates de las anclas del sistema a cuatro puntos. El conjunto completo debe asegurar un programa de investigación sin interrupciones.

Capacidad de Alojamiento: deberá ser suficiente para el personal que permanezca a bordo.

Capacidad de almacenaje de provisiones, agua y combustible: la calculada para permanecer en altamar de manera autónoma.

Tipo de embarcación: Embarcación tipo abastecedor provisto de un sistema de anclaje a *cuatro puntos* o *Posicionamiento Dinámico* (DP) y otras que se mencionarán posteriormente en la sección 3.2.4.

3.2.2 Maniobra de anclaje de las embarcaciones con el sistema a cuatro puntos

Para mantener a la embarcación fija en altamar de manera independiente, como es necesario para realizar un sondeo geotécnico, puede lograrse mediante el procedimiento de anclaje denominado a *cuatro puntos*, que consiste en:

1. Navegar hasta las cercanías del punto de proyecto del sondeo.
2. Mediante observación y comportamiento de la embarcación determinar las condiciones meteorológicas actuales como son: la dirección de la corriente y el tren de oleaje predominante dependientes de la velocidad del viento.
3. Obtener el azimut de aproamiento, con la finalidad de tener el mínimo balanceo, permitiendo el cabeceo que resulta menos crítico durante las operaciones de perforación.
4. Con el sistema de posicionamiento se programa la ubicación donde se fondearán las cuatro anclas, cuidando de no afectar a las instalaciones existentes, considerando que los cables de las anclas de proa tendrán una mayor longitud con respecto a las de popa, procurando mantener un ángulo entre cada una de ellas de 90°.
5. Al concluir el fondeo de las cuatro anclas, mediante solo soltar y cobrar cables, se deberá centrar la torre de perforación con las coordenadas del proyecto del sondeo.

Esta maniobra es posible realizarse de forma segura y autónoma mediante el apoyo de sus propias propelas de proa (bow thrusters) hasta tirantes de agua menores a los 90 m, considerando que cuentan con longitudes de cable en los tambores de los malacates con 1,500 m; proyectando los cables de proa a 600 m y los de popa a 400 m. Las embarcaciones del Mar del Norte tradicionalmente emplean de 4 a 6 anclas para mantener su posición hasta tirantes de agua cercanos a los 300 m, requiriendo necesariamente el apoyo de un remolcador para el fondeo de las anclas.

3.2.3 Embarcación con posicionamiento dinámico (DP)

En el caso de las embarcaciones provistas con *posicionamiento dinámico* son capaces de mantenerse autónomamente en una posición en un rango menor al metro de desplazamiento mediante un sistema computarizado que activa o desactiva 8 choteles (pequeñas propelas) distribuidos 4 a babor (lado izquierdo) y 4 a estribor (lado derecho) para lograr mantener su posición.

Ofrecen grandes ventajas con respecto a una embarcación provista de anclas, como pudiera ser:

- Estas embarcaciones son más estables, teniendo una positiva influencia en la velocidad de producción geotécnica y una alta calidad en el muestreo. Por esta razón, son aceptados sus altos costos de movilización y desmovilización.
- No está limitado su operación con respecto al tirante de agua.
- El posicionamiento sobre un punto es inmediato.
- No se tiene el riesgo de que se puedan afectar estructuras marinas por el fondeo de anclas con sus respectivos cables.

Dentro de las desventajas se tiene:

- Su costo estimado es hasta tres veces más que con una embarcación provista de anclas.
- Requiere equipo adicional de posicionamiento para su operación como lo es un distanciómetro (fath beam) y un rastreador acústico, que trabajando simultáneamente actualizan la posición de la embarcación.
- En cuanto a consumo de combustible requiere la cantidad necesaria para mantener en operación de manera continua los 8 choteles; en el caso de la embarcación con anclas es mínimo ya que por medidas de seguridad se apagan las máquinas.

3.2.4 Estructuras Fijas en el fondo marino que pueden ser empleadas para la investigación geotécnica

Para la investigación geotécnica, otra serie de estructuras fijas en el fondo del mar y que sobresalgan del nivel del agua pueden ser empleadas como soporte para el equipo de perforación; por ejemplo, en tirantes de agua de 5 m (15.6 ft) una *plataforma* puede ser construida en el sitio con andamiaje o puede emplearse un *chalán* de poco calado fijado con zancos o anclas. Para tirantes de aguas en el rango de los 20 m (62.6 ft) una estructura completa puede ser colocada en el piso marino, manteniéndose levantada por gravedad, pudiendo ser el caso de contar con una *plataforma fija* o *autoelevable*. En aguas más profundas sobre los 120 m (375.4 ft), es mediante una torre que se encuentra colocada en una *barcaza* o una *plataforma semisumergible anclada* y para mayores tirantes es necesario *embarcaciones con posicionamiento dinámico (DP)*. El sistema de perforación será seleccionado dependiendo de la capacidad de carga y del espacio disponible con que cuente cada tipo de estructura o embarcación. En perforaciones profundas donde el tiempo estimado sea mayor a los 4 días una embarcación adicional puede ser utilizada como almacén ya que se requerirá de una mayor cantidad de insumos.

3.3 Métodos de muestreo costa afuera

Los métodos de muestreo del suelo marino pueden ser divididos en dos procedimientos operacionales: 1) herramientas de muestreo *autocontenido* y 2) herramientas de muestreo utilizando una *sarta de perforación*.

3.3.1 Muestreador autocontenido (self container)

Los muestreadores *autocontenidos* (Fig. 3.4) empleados para la recuperación de muestras con penetración somera en el subsuelo (menos de 20 m) son generalmente útiles para pruebas de clasificación y pruebas índice pero no para la determinación confiable de propiedades mecánicas, debido a que las muestras alteradas recuperadas generalmente exceden los límites permitidos de calidad con propósitos de diseño. Los muestreadores autocontenidos cuya fuerza de inserción es por gravedad o por vibración pueden ser instalados, como ya fue mencionado, en una embarcación adaptada para el levantamiento geofísico.

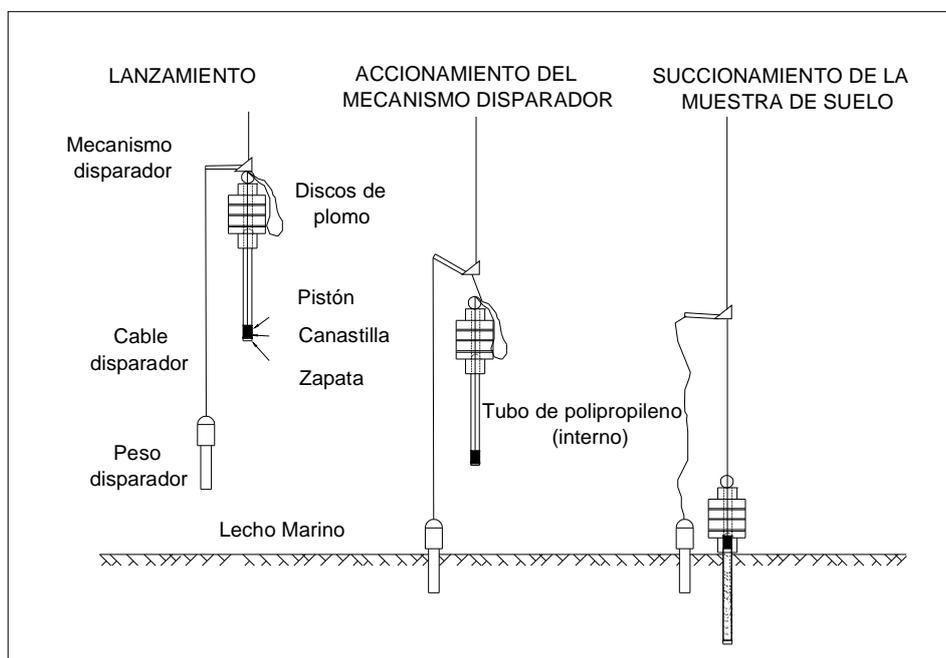


Figura 3.4 Muestreador por gravedad (Presian, 1969)

Las muestras recolectadas con el *muestreador por gravedad* son obtenidas de manera rápida y económica en cuanto al posicionamiento de la embarcación; ya que es suficiente maniobrar para que quede aproada a la marejada con el fin de tener el mínimo balance, sobre un punto determinado, el tiempo necesario y suficiente para accionar los mecanismos del malacate del muestreador que va instalado en la popa o a un costado, soltándolo en caída libre y recuperándolo inmediatamente. Consta de una sección con un tubo de longitud ajustable al muestreador, provisto de un cabezal y aletas estabilizadoras, que lleva en su interior un tubo de plástico transparente de 6.35 cm (2.5") de diámetro interior donde será alojada la muestra, opcionalmente está provisto de un mecanismo de pistón con un contrapeso disparador, que se acciona automáticamente al tocar el lecho marino para ayudar a succionar la muestra. También está provisto de una zapata localizada en la parte inferior donde aloja una canastilla con lengüetas (core catcher) que evita que la muestra salga del tubo de plástico durante su recuperación a cubierta. En el caso de requerir mayor penetración del muestreador, es posible incrementar su peso adicionando discos de plomo insertados junto a las aletas estabilizadoras. Con este procedimiento, la mayor penetración alcanzada es de 5 m en arcillas blandas y se reduce con arenas densas. Típicamente la longitud de muestras de arcillas recuperadas en el tubo muestreador no es más de 20 veces el diámetro interior, mientras que en arenas esta relación es cerca de 10.

Otra técnica de muestreo de penetración superficial es el *muestreador vibratorio*; que consiste de un tubo de acero introducido dentro del piso marino por la aplicación de vibraciones en la parte superior mediante un martillo de peso excéntrico o un pistón de martillo. Con esta técnica pueden recuperarse núcleos de material granular que no pueden ser obtenidos con muestreadores por gravedad. Se necesita un cable umbilical para proveer la energía al martillo. Debido a la longitud de los malacates y a la capacidad por pérdida de energía en las líneas umbilicales, la operación de los muestreadores vibratorios está limitada a un tirante de agua de 64 m (200 ft). La penetración de la herramienta raramente excede de 9.6 m (30 ft), aunque algunos tienen la capacidad de 19.2 m (60 ft). Basándose

en la fuente de poder empleada por el martillo pueden ser clasificados dentro de tres categorías: eléctrico, neumático o hidráulico. En la Fig. 3.5 se ilustra este tipo de herramienta.

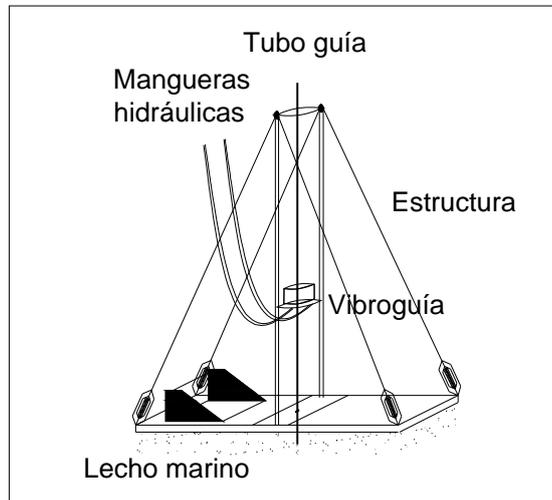


Figura 3.5 Muestreador vibratorio (Kissenpfenning y Motherwell, 1980)

3.3.2 Perforación rotatoria y muestreo a través de una sarta de perforación

Lo común para llevar a cabo la investigación geotécnica de penetración profunda, es empleando un equipo de perforación rotatoria (Fig. 3.6). Consiste en realizar una perforación mediante el avance de una broca (barrena) (drillbit), el agujero que se genera permanece abierto utilizando lodos de perforación que es circulado a través del tubo de perforación y retornado a la superficie del lecho marino por el espacio anular entre el tubo de perforación y la pared del agujero. Los lodos aparte de ayudar a estabilizar al agujero, transportan el corte de suelo de la perforación. El tubo de perforación permanece en el hoyo durante toda la perforación y programa de pruebas que en condiciones normales se estima de uno a dos días para alcanzar 130 m de profundidad bajo el lecho marino, de requerirse la estabilidad de las paredes para un mayor periodo o en suelos poco estables como es el caso de la búsqueda del petróleo la perforación se protege con un recubrimiento cementante. Las herramientas para el muestreo y pruebas *in situ* empleando la técnica de *cabla guía* (wire-line) son bajadas a través del tubo de perforación siendo necesario suspender el avance de la perforación.

Es esencial que los aditivos químicos empleados para los lodos de perforación cumplan con ciertos requerimientos como son: no ser tóxicos, ser biodegradables y de determinada densidad. La investigación geotécnica utiliza grandes cantidades por lo que la capacidad de las embarcaciones para cargar los lodos puede determinar la duración del programa antes de resurtir. Trabajos recientes con polímeros de lodo han permitido extender significativamente el tiempo en que una embarcación puede permanecer en altamar, también han reducido el trabajo físico involucrado y por lo tanto, el tiempo asociado a la mezcla de lodos y a la operación de extracción de muestras. El utilizar el sistema de lodos a granel empleando las instalaciones de tubería apropiadas e implementadas dentro de la embarcación, repercute en una mejora durante la operación. Con el sistema integrado de circulación de lodos y rotación del tubo de perforación contribuye a un mayor rendimiento de producción siendo alrededor de los 2.5 a 5 m de penetración por hora incluyendo el muestreo y pruebas *in situ* o de 15 a 20 minutos para exclusivamente tomar una muestra o ejecutar una prueba, este tiempo incluye la bajada y recuperación de la herramienta deslizante.

En algunos casos la torre de perforación, que servirá de apoyo para maniobrar la sarta de perforación, es parte integral de la embarcación, pero en otros es necesario la adaptación de una torre de perforación portátil instalada sobre cubierta donde se tenga provisto un contrapozo (por ejemplo de 0.91 m (36") de diámetro) localizado generalmente en la parte media del barco para minimizar su movimiento debido al oleaje en mares agitados o colocada en un cantiliver a los costados de la embarcación o en la popa, presentándose el inconveniente de que el balance o un mal adrizado (lastrado) de la embarcación pudieran ocasionar que las actividades de perforación se vean retrasadas o suspendidas.

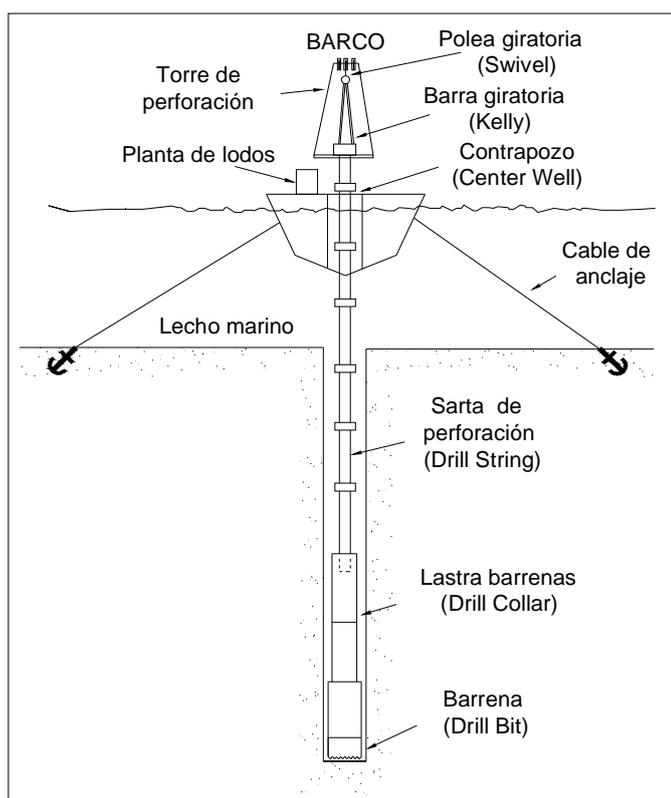


Figura 3.6 Diagrama de un equipo de perforación rotatorio (Ontañón y otros, 1980)

Componentes del equipo de perforación.

El equipo de perforación costa afuera para fines geotécnicos debe incluir los siguientes componentes (Fig. 3.7): 1) *Torre de perforación*; 2) *Dos malacates* con sus respectivos cables para movilizar ensambles (crown block y traveling block) 3) un *compensador de oleaje* normalmente incorporado ya sea en el bloque superior (crown block) o en el bloque movable (traveling block), el cual mantiene la parte superior de la sarta de perforación bajo una tensión relativamente constante sobre el barco de perforación 4) *una planta de lodos*, que consiste de una unidad para mezcla de lodos, tanque de almacenamiento, bombas y sistema de tuberías que se extienden hasta la parte superior de la torre de perforación donde se conecta mediante un eslabón giratoria de lodos (mud swivel) 5) una fuente provisto de un *eslabón giratorio* (swivel), que aprieta y rota la sarta de perforación cerca de 1.5 m (4.7 ft) arriba del piso de perforación y 6) tubos acoplados por enroscamiento (cuerdas) llamada *sarta de perforación*.

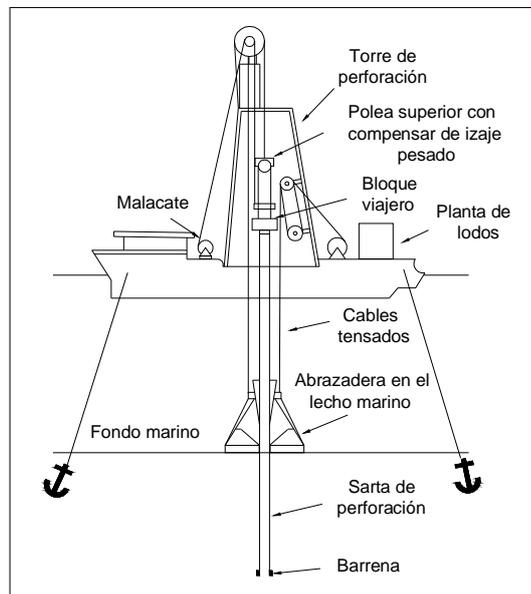


Figura 3.7 Diagrama de la ubicación de algunos componentes del equipo de perforación rotatorio instalado en una embarcación (modificado de Richards y Zuidberg, 1986)

En cada sitio, la recuperación de las muestras en un sondeo geotécnico marino es mediante el método de *cable guía* (wire-line), que se realiza de manera semi-continua, interrumpiendo la perforación cada 0.90 m en los primeros 12 m; en forma discontinua (a cada 1.50 m) hasta los 24.0 m y en el resto del sondeo a cada 3.0 m; en el caso de las pruebas *in situ* en lugar de alternar con el muestreo se realiza otro sondeo en un entorno no mayor de los 5.0 m de las coordenadas de proyecto. Para el muestreo, primeramente se lleva la perforación a la profundidad requerida posteriormente se levanta la sarta de perforación, mientras el flujo de lodo se suspende, en la parte superior del eslabón giratorio de lodos deberá abrirse para introducir el muestreador, el cual se baja y recupera a través de la sarta de perforación por medio del cable guía o umbilical. En la sección 3.4.1 se darán más detalles al respecto.

Sarta de perforación (drill string), lastra barrenas y barrenas (drillbit)

Las secciones de la tubería que son acopladas para formar la *sarta de perforación* son normalmente de un diámetro exterior de 12.7 cm (5") por 8.9 cm (3.5") de diámetro interior y 5.25 m de longitud, de acuerdo al estándar API (American Petroleum Institute). Estos diámetros serán los que regulen el tipo de herramienta, muestreador y sensores que puedan ser usados para propósitos geotécnicos. En el extremo inferior de la sarta de perforación se acopla la tubería de perforación compuesta de pesados tubos de perforación de pared gruesa llamados *lastra barrenas* (drill collars) que pueden alcanzar los 14 cm (5.5") de diámetro exterior y una longitud de 6.0 m.

El diámetro exterior de las *barrenas* puede variar normalmente de cerca de 17.8 cm (7.0") hasta 23.0 cm (9.1") y son las que determinan el diámetro del hoyo de la perforación; son seleccionadas dependiendo del tipo y condiciones del subsuelo. Su diámetro es mayor que la de la *lastra barrena* para permitir el flujo rápido del lodo y del corte del suelo hacia el piso marino. Las *barrenas* son abiertas para dar paso a las pruebas *in situ* y a los muestreadores que acceden al suelo inferior. Las típicas en Geotecnia son: 1) *drag o wing bit*, 2) *five winged bit* y 3) *Kor King Soller bit* (Zuidberg y otros, 1986). Cuando el suelo por perforar es duro, existe una barrena especial para convertir la barrena abierta a una cerrada (Exxon, 1986).

Estabilización vertical de la perforación.

La *sarta de perforación* debe tener una estabilidad vertical mediante tensión para evitar que se desacople sobre todo cuando está sometida a mares agitadas, que ocasionaría la pérdida de ésta. También pudiera colapsarse o dañarse, en el caso de que la sarta estuviera levantada y se tengan fuertes corrientes. Para prevenirlo, la sarta de perforación puede incluir cuatro de los componentes empleados para su estabilidad vertical: el *compensador de oleaje*, las *lastra barrenas*, la *estructura estabilizadora de reacción del fondo marino* y el *ancla*.

El *compensador de oleaje* de la sarta de perforación (Fig. 3.8) se localiza en la embarcación y sirve para imponer una fuerza de tensión en la parte superior para disminuir la compresión entre la barrena de perforación y el fondo del sondeo, montado en el tope del bloque superior (crown block) o en el bloque móvil (traveling block). El bloque superior en turno es conectado a un espolón hidráulico que reduce el movimiento por el oleaje del barco. El oleaje máximo permitido para la perforación, pruebas *in situ* y obtención de muestras es hasta de 2 m (6 ft), pero dependerá del comportamiento de la embarcación bajo tales condiciones.

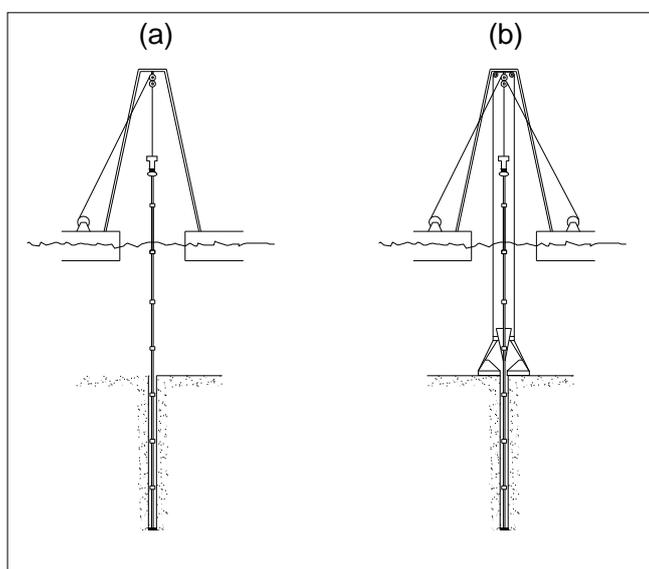


Figura 3.8 Esquema de dos métodos de sarta de perforación estabilizada contra movimiento vertical:
a) Perforación con compensador de oleaje b) Perforación con compensador de oleaje y estructura en el fondo marino (modificada de Chaney, 1991)

El peso de las *lastra barrenas* puede aprovecharse para incrementar la carga en la barrena, pero su uso es limitado, debido a que teóricamente es preferible cuando se perfora que la barrena cargada este constantemente en contacto con el suelo. Las cargas que se generan en el suelo subyacente son las indicadas en la Fig. 3.9. El compensador de oleaje, raramente elimina toda la variación de carga vertical; como consecuencia, sobre todo en suelos blandos, el suelo bajo la barrena se ha visto alterado. Durante la operación de perforación, la carga necesaria en la barrena generalmente se encuentra en el rango entre 2 a 25 kN (0.45 a 5.6 kip). A su vez, durante el empuje o pistón muestreador, una carga de 10 a 100 kN (2.2 a 22.5 kip) es el requerido. También afectan el estado de esfuerzos *in situ* abajo de la barrena las cargas excesivas ocasionadas por la presión del lodo de perforación, particularmente en suelos cohesivos blandos (Richards y Zuidberg, 1985). Por lo tanto, el control de la presión de la barrena es importante cuando se perfora. Al realizar el empuje para el muestreo de pistón o pruebas *in situ*, la sarta de perforación deberá tener un movimiento vertical mínimo o de preferencia nulo.

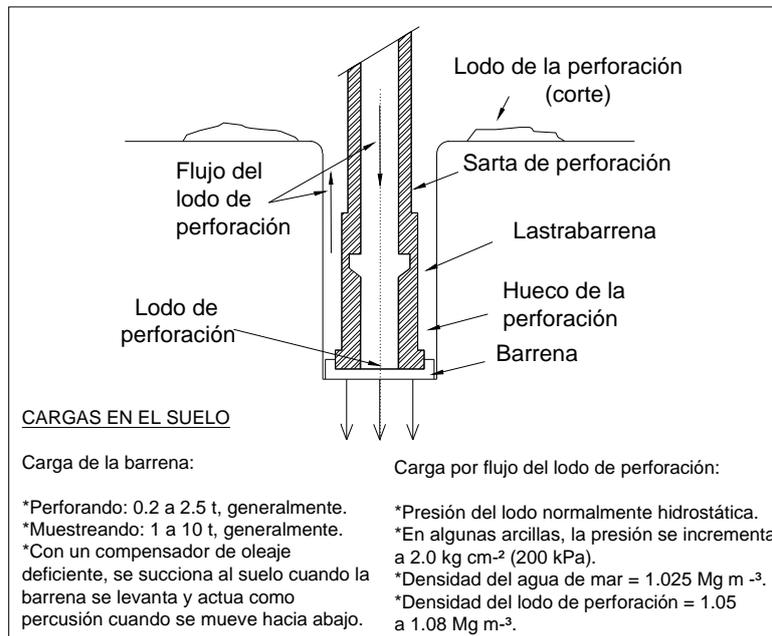


Figura 3.9 Diagrama esquemático de cargas en el suelo debido a operaciones de perforación (Richard y Zuidberg, 1985)

En adición al compensador de oleaje, es común el uso de una pesada abrazadera denominada *estructura estabilizadora de reacción del fondo marino* que se operan hidráulicamente para sujetar la sarta de perforación siendo un método confiable para estabilizarla y de mantenerla en una sola posición durante el muestreo y las pruebas *in situ*. Se puede decir que existen tres ventajas principales al emplear la abrazadera en el fondo marino: 1) para sumar fuerza en la sarta de perforación, de manera que la reacción disponible para empujar al muestreador y la penetración del cono pueda ser incrementada hasta cerca de 10 t (100 kN); 2) para hacer el papel de compensador de oleaje cuando se trabaja en suelos muy blandos. En general, estas unidades ayudan a incrementar la calidad y la velocidad de investigación geotécnica y 3) La unidad asentada y controlada en el lecho marino también permite fijar un punto de referencia que puede servir como base para continuar con la perforación en el caso que por alguna razón se haya recuperado la sarta hasta cubierta y vuelto a reperfilar (Zuidberg, 1979).

Se presentan dos tipos comunes de estabilizadores de la sarta de perforación en el lecho marino: el primero es una abrazadera al tubo de perforación que no cuenta con empuje vertical, el cual debe ser proveído por la propia herramienta de las pruebas *in situ*; un ejemplo de este tipo es *Seaclam de Fugro*. El segundo es una abrazadera del tubo de perforación que tienen gatos descendentes con capacidad hasta 10 t (100 kN) de reacción y un metro de carrera; *Stingray de McClelland* es la que cumple con estas características (Fig. 3.10). Estas unidades son bajadas al lecho marino a través de un contrapozo o de un cantiliver, previo o simultáneamente con la tubería de perforación.

El último método de estabilización vertical es el *ancla de perforación* (downhole anchor) (Zuidberg y Windle, 1980), esta técnica se emplea muy poco desde que la abrazadera en el fondo del mar se empezó a utilizar. El ancla es un obturador inflable en la pared del sondeo para proveer un empuje adicional descendente. Cuando la herramienta de prueba *in situ* está en posición en el fondo, la sarta de perforación es sellada presurizando al lodo de perforación. El obturador de la sarta de perforación puede proveer hasta 5 t (50 kN) de reacción vertical adicional.

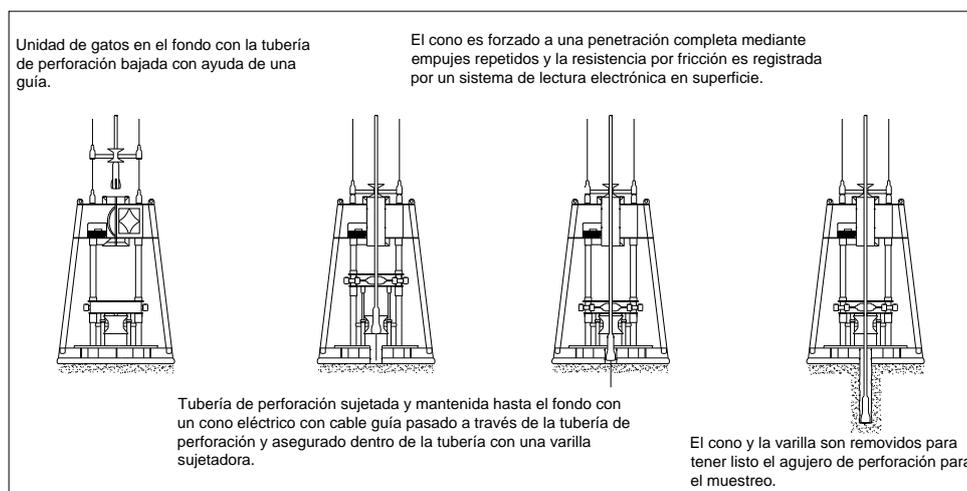


Figura 3.10 Operación del cono eléctrico mediante la abrazadera Stingray (Sullivan, 1980)

Muestreo con sarta de perforación sin compensar su movimiento.

Emplear equipo de muestreo de suelo que bajen a través de una sarta de perforación sin compensar su movimiento resulta ser lo más económico pero siendo el mayor inconveniente que la sarta se moverá simultáneamente con la embarcación, existiendo pocos equipos que pueden ser usados bajo estas condiciones. Considerando que existen herramientas *aisladas* y *no aisladas* para el muestreo con respecto a la sarta de perforación, las primeras pueden ser usadas bajo condiciones ambientales más severas; pero durante condiciones óptimas de trabajo (que pueden ser lapsos muy cortos) las segundas ofrecen un mayor potencial para recuperar muestras de alta calidad. Algunas especificaciones para el empleo de cada tipo de herramienta son enlistadas en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1 Muestreadores utilizados a través de una sarta de perforación (Chaney, 1991)

NOMBRE Y PROPIETARIOS	COMPLEJIDAD DEL EQUIPO	PESO DEL EQUIPO	MÉTODO OPERACIONAL	POSICIONAMIENTO DE LA EMBARCACIÓN	TIRANTE DE AGUA, m	PROFUNDIDAD BAJO EL PISO MARINO, m
Percusión con cable guía / Varios disponibles	Simple	Ligero	MUDS	Preciso	600 (2,000 ft)	Total
Barril con núcleo presurizado / Texas A & M	Complicado	Ligero	MUDS	Preciso	135 (450 ft)	Total
Muestreador de pistón hidráulico (HPC-15) / Scopps	Simple	Ligero	MUDS / SDS	Preciso	Sin límite	195 (650 ft)
Muestreador tipo candado (Latch-in) / MEI y Otros	Simple	Ligero	MUDS / SDS	Preciso	Sin límite	Sin límite
Pez espada (Swordfish) / McClelland	Complicado	Ligero	SDS	Preciso	540 (1,800 ft)	Total
Muestreador por cable (Wipsampler) / Fugro	Simple / Promedio	Ligero	SDS	Preciso	1,500 (5,000 ft)	Total
Pistón muestreador / Fugro	Promedio	Ligero	SDS	Preciso	1,500 (5,000 ft)	Total
Muestreador por presión ambiental (APS) / Fugro	Complicado	Ligero	SDS	Preciso	1,500 (5,000 ft)	Total
Rayo punzante (Stingray) / McClelland	Complicado	Pesado	SDS	Preciso	900 (3,000 ft)	Total

MUDS: Sarta de perforación sin compensar su movimiento.

SDS: Sarta de perforación compensando su movimiento.

3.4 Tipos de muestreadores utilizados dentro de una sarta de perforación

3.4.1 Muestreador por percusión con cable guía (wire-line)

Esta es la técnica de muestreo más comúnmente utilizada y desarrollada en el Golfo de México para la investigación en los años 60's considerada como un parteaguas porque puede ser empleada con la sarta de perforación sin compensar su movimiento. El procedimiento se ilustra en la Fig. 3.11. Un tubo muestreador (barril) de pared delgada (tubo shelby) de 75 mm de diámetro se introduce dentro del suelo bajo el fondo del sondeo para recuperar suelos cohesivos (Fig. 3.12), golpeándolo con un martinete deslizante que va unido al muestreador, cuyo peso oscila entre 80 y 130 kg dejándolo caer libremente desde una altura entre 1.5 m y 3.2 m empleando un cable guía, la herramienta puede ser modificada con un adaptador de cabeza para emplear a varios barriles como el de pared partida (split-barrel) de 6.35 cm (2.5") de diámetro para recuperar suelos granulares. El mayor inconveniente de este tipo de muestreadores es la alteración causada por la percusión (Hvorslev, 1949), otro es que los perforistas experimentan problemas en controlar la ejecución del sondeo del muestreador en aguas profundas (DeGroff, 1985). En particular, el peso del cable guía llega a ser tan grande en comparación con el peso deslizante que la penetración del muestreador y su posición son difíciles de apreciar.

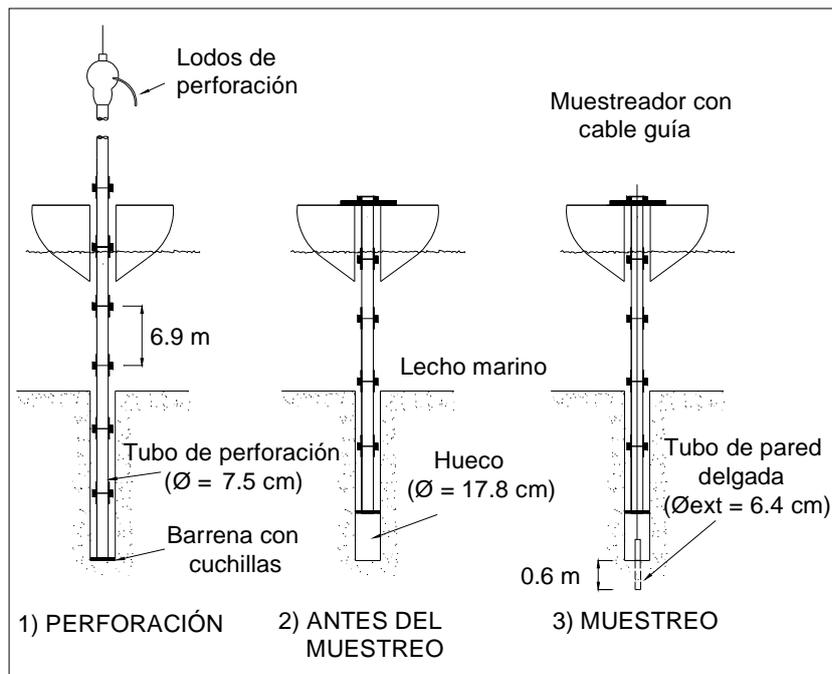


Figura 3.11 Etapas para el muestreo con cable guía (Sullivan, 1978)

A principio de los años 80's, estos muestreadores se mejoraron mediante una operación hidráulica empleando un muestreador de pistón con cable guía, substancialmente se recuperaron muestras de mejor calidad especialmente para suelos blandos, en este caso es necesario emplear la sarta de perforación estabilizada para prevenir el movimiento vertical.

Varios investigadores evaluaron los efectos que tienen los muestreadores por percusión con cable guía y por empuje en las propiedades del suelo. Por ejemplo, Emrich (1971) comparó la resistencia al esfuerzo cortante y concluyó que por percusión anda alrededor de entre un 20 a un 50% menor que con el muestreo por empuje.

Sullivan (1978) estudió el efecto del muestreo de percusión en los depósitos de suelo del Mar del Norte, determinando que las muestras obtenidas por percusión no tienen un efecto de deterioro en la resistencia al cortante pero adversamente influyen en el comportamiento esfuerzo-deformación.

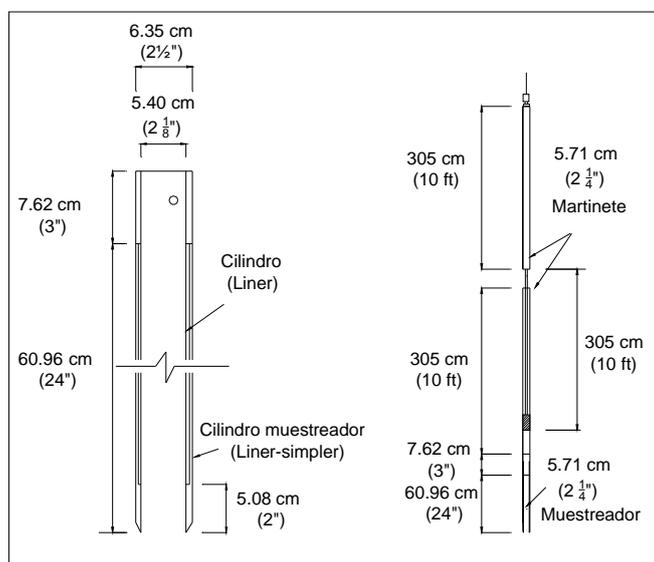


Figura 3.12 Muestreador por percusión con cable guía (Ontañón y otros, 1980)

3.4.2 Muestreador por empuje tipo candado (latch-in push) DeGross

Son relativamente recientes, consisten de un mecanismo de candado que se extiende más allá de la barrena de perforación (Fig. 3.13). Es necesario perforar hasta la profundidad del muestreo y posteriormente enterrar el tubo muestreador empleando el peso de la sarta. Después el tubo perforador es levantado y el tubo muestreador extraído del suelo. El mecanismo de candado (latch-in) es liberado y el muestreador es recuperado con el cable guía. Este tipo de muestreador ha sido usado exitosamente con movimiento compensado. Pruebas comparativas de resistencia indican que las muestras por empuje son superiores en calidad a las muestras obtenidas con el muestreador por percusión con cable guía.

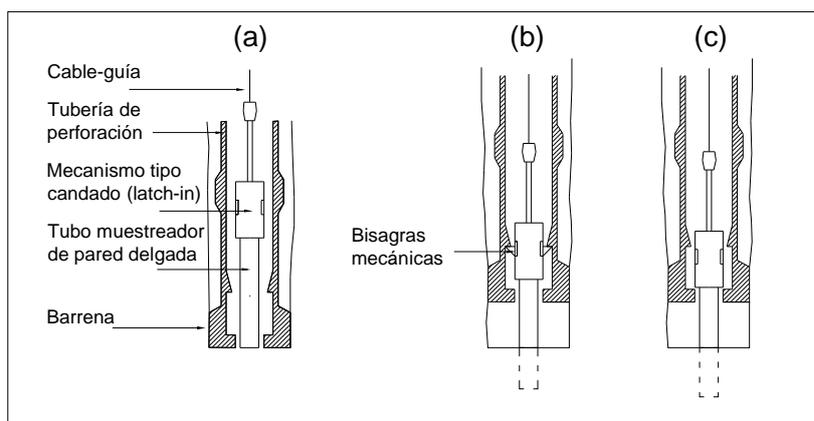


Figura 3.13 Operación con el muestreador tipo candado (lanch-in push) (Campbell y otros, 1982)

Aunque el muestreador es a veces usado con la sarta de perforación sin compensar su movimiento, el éxito de recuperar muestras de alta calidad depende de operar en condiciones de mínimo oleaje; de lo contrario, se corre el riesgo de que al moverse la embarcación simultáneamente con la sarta, puede ocasionar que el perforista no pueda recuperar el muestreador antes de que sea doblemente empujado o doblado. Esta herramienta emplea únicamente partes mecánicas y es usada sin dificultad hasta tirantes de agua de los 960 m (3,000 ft).

3.4.3 Pistón hidráulico de núcleos (hydraulic piston corer)

Los principios de la herramienta son similares al pistón muestreador de tierra de Osterberg y puede utilizarse en aguas profundas (mayores a los 2,000 m), como se muestra en la Fig. 3.14. Consiste de un pistón hidráulico fijo interior ensamblado en un barril muestreador exterior. Antes del muestreo, el barril exterior es cerrado en posición con la canastilla justamente debajo de la cabeza del pistón.

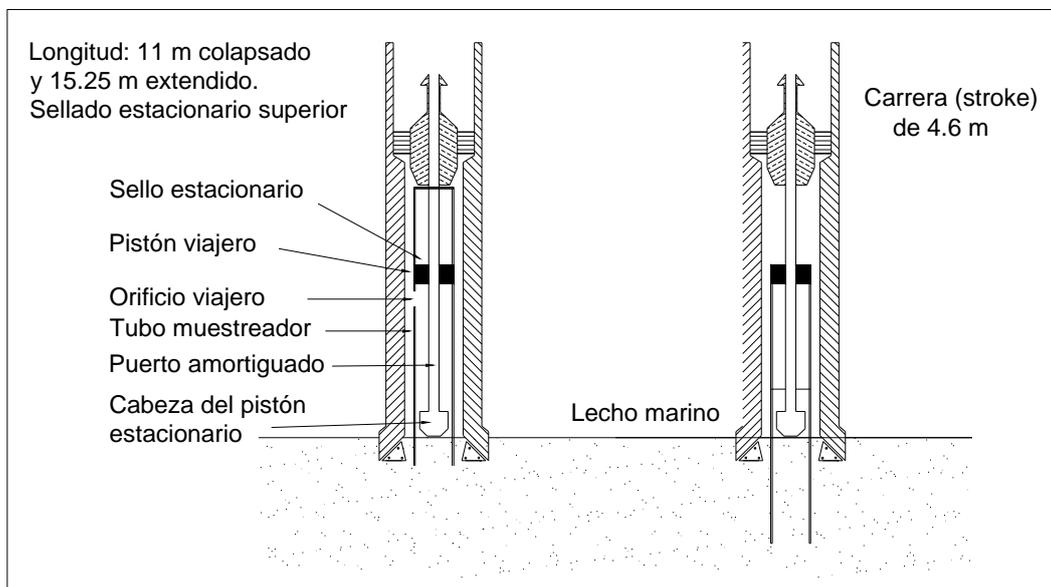


Figura 3.14 Pistón hidráulico de núcleos (Larson, 1981)

Para el muestreo, la herramienta se baja con la sarta de perforación sin compensar su movimiento y la presión del fluido de perforación se incrementa contra un sello estacionario y un pistón viajando en un barril (sacamuestras) de 6.35 cm (2.5") de diámetro. Cuando la presión se aproxima a 1,500 psi (10,350 kPa), el broche cortante y el barril externo son empujados rápidamente dentro del suelo durante unos dos segundos, después la muestra se recupera en cubierta, generalmente es de buena calidad y de una longitud hasta de 4.5 m (14 ft).

3.4.4 Barril de núcleo presurizado (pressurized core barrel)

Es un muestreador relativamente nuevo creado con propósitos geoquímicos operado mediante cable guía, es el indicado para recolectar sedimentos con gas y mantenerlos a la presión a la que han estado sometidos *in situ*, previniendo que el gas disuelto y libre se expanda dentro del espécimen del suelo recuperado (Zuidberg y otros, 1984). La expansión del gas puede causar alteración en el peso específico, el grado de saturación, comportamiento esfuerzo-deformación y resistencia del suelo. La herramienta típica tiene dos secciones: 1) una parte inferior donde la muestra es almacenada y 2) una sección superior que encierra el sistema hidráulico y de control.

Durante el muestreo, el tubo muestreador es extendido hidráulicamente más allá de la parte inferior de la herramienta para tomar la muestra de suelo y después recuperarla dentro del barril. El extremo inferior del barril es sellado con la válvula de balón y recuperado a superficie con el cable guía.

Hay algunas limitaciones con el barril muestreador, por ejemplo, las herramientas actuales son diseñadas para una profundidad de 320 m (1,000 ft) y las pruebas de laboratorio están limitadas a la presión equivalente a 72 m (225 ft). Consecuentemente, las muestras de suelo recuperadas a una mayor presión experimentan un esfuerzo relevador durante la prueba. Varias compañías han desarrollado barriles de núcleos presurizados para recolectar muestras de suelo para análisis de fluidos residuales en estudios de reservas petrolíferas, pero el gran diámetro del muestreador evita su uso con sartas de perforación de 12.7 cm (5") y la calidad de la muestra es pobre para propósitos geotécnicos.

3.4.5 Muestreadores para roca

Muestreadores con fines geotécnicos para roca fuera de costa pueden ser agrupados dentro de cuatro tipos: 1) el sistema de núcleo con cable guía marino utilizando el barril de núcleo Christensen, que es para rocas muy competentes; 2) el segundo tipo de sistema "piggyback", usa el equipo muestreador estándar Longyear y otro el de la perforadora Diamec 250 de núcleos, siendo muy similares a los de tierra; 3) Operación con buceo mediante sistemas de núcleos en aguas poco profundas; y 4) operación remota (ROV), sistema para aguas profundas que son autocontenidas o adheridos a un semisumergible, que actualmente no son comerciales por su alto costo. La perforación Diamec 250 de núcleos, es un equipo de perforación ligero que se maneja a una alta velocidad, teniendo una gran automatización en el manejo de la sarta de perforación, corta las muestras a 35 mm de diámetro. Tiene la capacidad para muestreo de materiales más blandos, tales como rocas calcáreas, que también pueden ser manejadas con facilidad por el sistema Longyear. Una alternativa interesante del tipo 3 es que mediante personal de buceo y usando una campana, el equipo de perforación rotatorio se ha operado para obtener núcleos de rocas del piso marino entre Nueva Escocía y Newfoundland.

3.5 Pruebas *in situ*

Desde 1968, debido a la creciente dificultad para obtener muestras inalteradas de buena calidad de suelos marinos a medida que el tirante de agua aumenta, se empezaron a desarrollar las pruebas *in situ* que permitieron la interpretación cualitativa y cuantitativa de los perfiles del suelo y de sus propiedades mecánicas, evitando problemas asociados con la alteración del muestreo por la presencia de gas.

Las técnicas de pruebas *in situ* más ampliamente usadas son las pruebas de *cono eléctrico*, con *veleta remota* y con *presurímetro*. Estas técnicas junto con otras menos frecuentes serán mencionadas posteriormente.

Para obtener las propiedades mecánicas de los suelos, se empezó con las pruebas de veleta, siendo Ehlers y otros (1980) los que aportaron las primeras correlaciones de los resultados de esta herramienta para evaluar la resistencia al corte del suelo. Este proceso se normalizó con apoyo de adelantos tecnológicos.

De cualquier manera, no debemos olvidar que aunque las pruebas *in situ* llevadas a cabo en condiciones óptimas nos proporcionan parámetros del suelo (que mediante correlaciones se pueden inferir propiedades mecánicas), el muestreo mediante la perforación se mantiene como indispensable para su identificación y análisis. Por lo expuesto, se puede deducir que las pruebas *in situ* y el muestreo resultan complementarios.

Hay dos sistemas principales para realizar las pruebas *in situ*: a través de la *sarta de perforación* y desde una *plataforma tetraédrica* en el fondo marino, ilustrado en la Fig. 3.15.

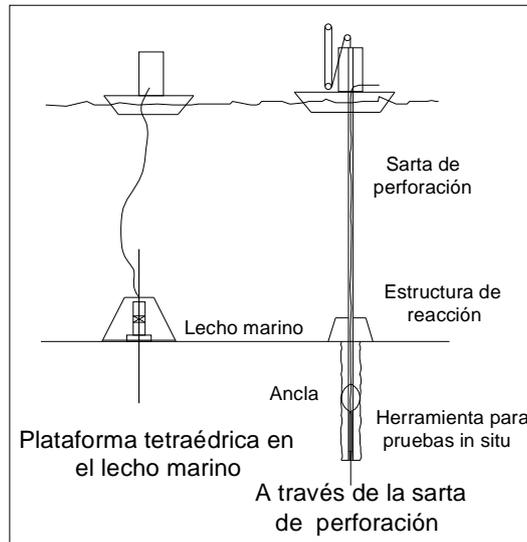


Figura 3.15 Sistemas de apoyo empleados para las pruebas *in situ* (Briaud y Meyer, 1983)

Se puede emplear tanto la sarta sin compensar su movimiento o una sarta de perforación estabilizada, anteriormente fueron mencionadas las ventajas y las desventajas de cada una de ellas.

La *plataforma tetraédrica* son estructuras que descansan en el piso marino y se conectan por cables flexibles a la embarcación. Ellas no proveen la capacidad de perforación pero pueden proveer hasta 20.4 t (200 kN) de empuje. Dos ejemplos de tales plataformas son el *Stingray de McClelland* y el *Seacalf de Fugro* que fueron mencionadas para llevar a cabo la estabilización vertical de la sarta de perforación. Además, se consideran otras unidades que pudieran ser empleadas para el mismo fin: *Swordfish de McClelland* (Meyer y otros, 1982), el *Seasprite de Fugro* y el *Wilson de Fugro* (De Ruiter, 1975).

3.5.1 Pruebas con cono eléctrico (CPT)

Para llevar a cabo este tipo de pruebas, se emplea el *cono eléctrico* o *piezocono* (Fig. 3.16), utilizado en el Mar del Norte desde principios de los años 70's por los consultores de Fugro Cesco. Este equipo registra eléctricamente de manera continua la respuesta de una celda de carga que está relacionada con la fuerza resistente ofrecida por su inserción en el suelo.

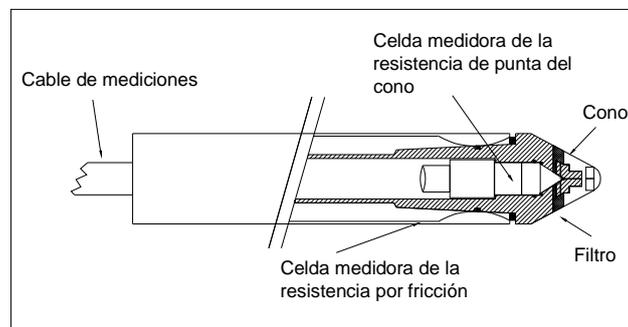


Figura 3.16 Cono eléctrico (De Ruiter y Richards, 1983)

La apropiada interpretación de resultados permite determinar la estratigrafía del suelo, su clasificación, la compacidad relativa (depósitos de arena), resistencia, rigidez, permeabilidad, coeficiente de

consolidación, presión intersticial; además la fricción lateral y capacidad de carga final en pilas. En la sección 5.4.1 se darán más detalles al respecto.

La prueba de penetración de cono se puede llevar a cabo utilizando únicamente una sarta de perforación estabilizada o mediante una plataforma tetraédrica en el piso marino, teniéndose ventajas con ésta última por incrementar la velocidad, exactitud y calidad de los ensayos. La Fig. 3.10 ilustra la operación con el sistema Stingray para la pruebas de cono de 10 cm² (Sullivan, 1980). La penetración vertical es a razón de 20 mm seg⁻¹ hasta los 5 m de longitud de la barra o cuando se presenta el rechazo.

La Fig. 3.17 muestra el equipo Wison desarrollados por Fugro, operado desde el fondo de la sarta de perforación y recuperando la herramienta mediante el método de cable guía. Este sistema se engancha dentro de la barrena, para proveer la reacción (que raramente excede de 3.6 t-30 kN). Recientes versiones de este equipo emplean anclas en la sarta de perforación con lo que queda sujeto contra las paredes del sondeo. Es necesario que la sarta de perforación penetre a la profundidad requerida antes de que la prueba de penetración de cono sea llevada a cabo.

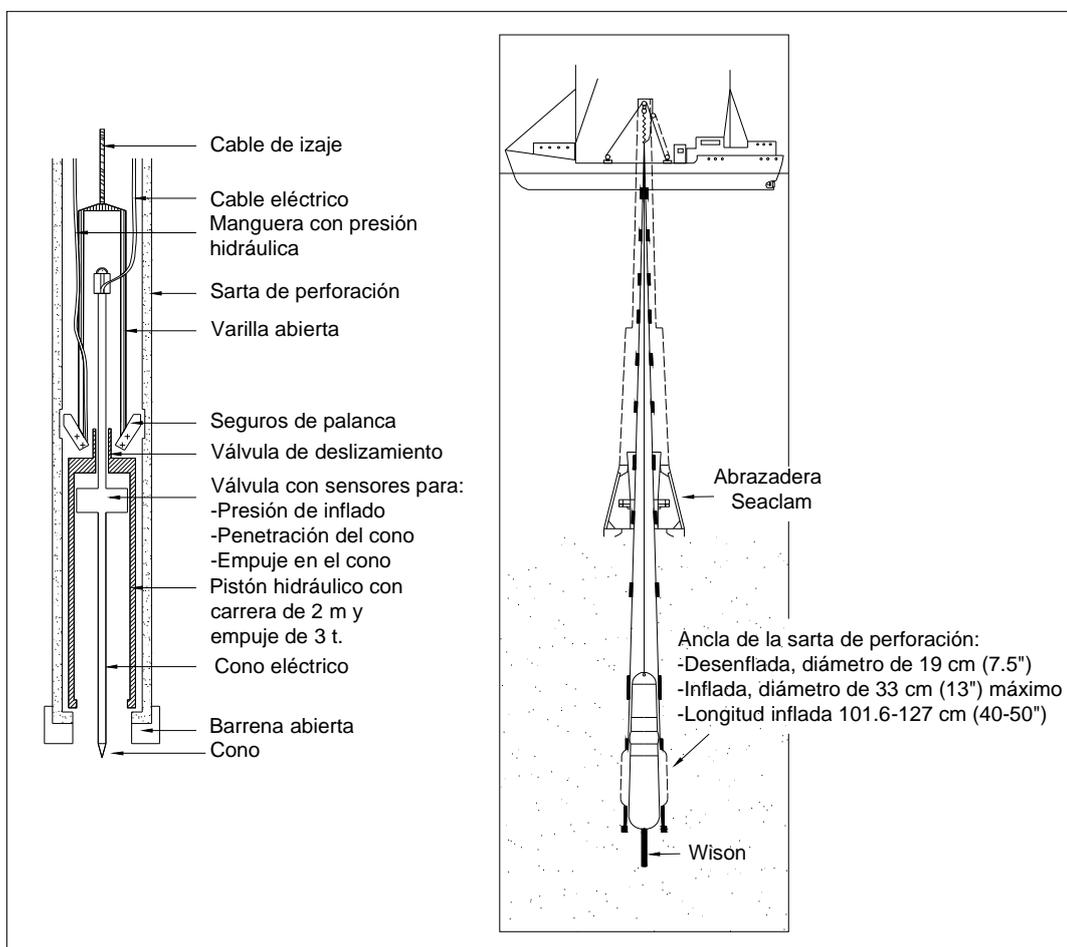


Figura 3.17 Equipo de prueba Wison (Fugro B. V. Ltd) (Poulos, 1988)

La información captada por el cono es transmitida a un sistema de cómputo localizado en la embarcación donde son monitoreados, grabados y graficados en tiempo real. De Ruiters (1982) describe sensores que son incorporados en el cono eléctrico para la medición de temperatura, densidad, dilatancia, etc.

3.5.2 Prueba de veleta remota

Esta prueba se realiza principalmente para obtener el valor de la resistencia al corte en condiciones no drenadas, s_u , de suelos cohesivos hasta de 1.96 kg cm^{-2} (192 kPa); sin embargo, es mayormente utilizada como una herramienta para determinar la respuesta lateral del suelo. Debido a su diseño, su uso está restringido exclusivamente a las arcillas blandas como las del Golfo de México, en el caso del Mar del Norte no desarrollaron esta prueba dado que ahí predominan los suelos granulares. Las pruebas de veleta son las más sencillas de las pruebas *in situ* costa afuera, en que la misma herramienta es en sí sencilla y puede ser usada con cualquiera sarta de perforación sin compensar su movimiento o sarta de perforación estabilizada o con una plataforma tetraédrica. La veleta remota de McClelland (Ehlers y Babb, 1980), se muestra esquemáticamente en la Fig. 3.18, un cable guía acerado con cableado interior se opera mediante un malacate, para proveer el mecanismo para su manejo dentro del tubo de perforación y transmitir la energía eléctrica para la operación electrónica para controlar la inserción y torsión de la veleta. La prueba de veleta se efectúa a través del tubo de perforación y eléctricamente se extienden las bisagras (pawls) debajo de la barrena. El peso de la sarta de perforación ayuda para empujar la veleta.

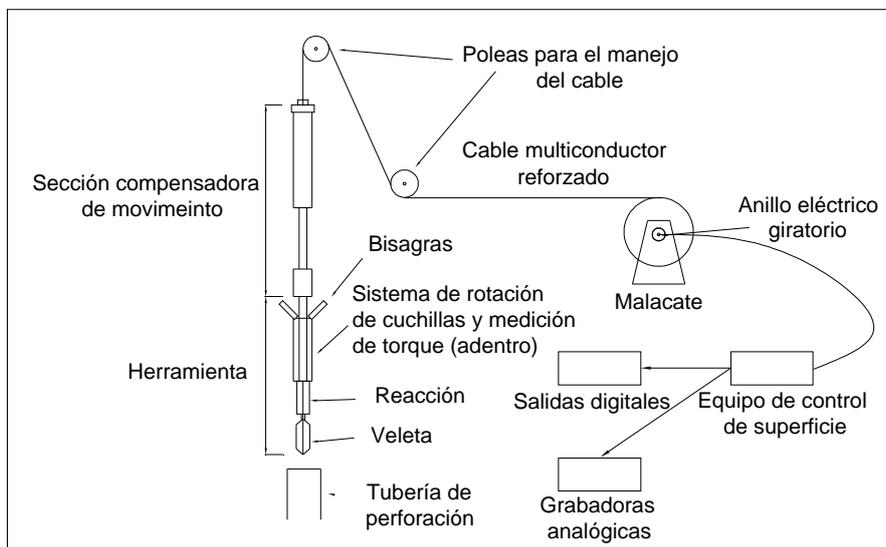


Figura 3.18 Operación de la Veleta Remota (Ehlers y Babb, 1980)

La veleta remota comúnmente tiene un diámetro de 6.5 cm, controlada y activada eléctricamente, pero existen de diferentes diámetros y longitudes, se utiliza principalmente para arcillas de consistencia blanda a media, hincándola un metro y haciéndola girar a razón de 50 a 150 grados por minuto hasta alcanzar la falla del suelo. Se emplea utilizando el mismo avance de la sarta de perforación y de ser necesario alternando con el CPT y muestreo haciéndola descender mediante el cable guía. Los datos de la veleta remota (grados y torsión) se muestran en tiempo real en una computadora personal al igual que con el CPT, se monitorean las pruebas de resistencia al corte.

Para obtener registros continuos de CPT y veleta remota en los primeros metros del lecho marino es necesario realizar otro sondeo adicional e independiente de la perforación principal de donde se están obteniendo las muestras, recomendándose no excederse de un radio de 5.0 m.

3.5.3 Presurímetro (pressuremeter)

El *presurímetro* se ha usado fuera de costa por varios años ganando aceptación como un equipo importante para pruebas marinas *in situ*. La prueba consiste en una sonda cilíndrica dentro del suelo

que mide la presión necesaria para expandir la sonda y registrar el cambio del volumen o diámetro de la probeta; con estos datos, es posible deducir las características de esfuerzo-deformación del suelo (Wroth, 1984). La prueba presurizada convencional se lleva a cabo en perforaciones de importancia (Menard, 1957), consistiendo en inyectar, empujar y vibrar una sonda dentro de las arenas o arcillas blandas. La técnica de instalación puede causar una alteración significativa y cambiar los esfuerzos en el suelo circundante y conducir a parámetros inadecuados o irrelevantes; sin embargo, estos inconvenientes no han impedido el desarrollo del *presurímetro* costa afuera (Brucy y otros, 1982).

Las herramientas disponibles pueden ser utilizando una sarta de perforación estabilizada o una plataforma tetraédrica. La presión en la sonda incluye la medición de la presión hidrostática en el sondeo y la resistencia del suelo; por lo tanto, cuando se realizan ensayos en aguas profundas, la sonda del *presurímetro* debe compensarse con la presión para una medición más precisa.

El equipo descrito por Le Tirant y otros (1981) tiene tres componentes esenciales: un módulo auto-sondeo, un módulo de manejo y un módulo de medición. Esto es soportado por una estructura colocada en el fondo del mar, puede ser usado en profundidades hasta de 300 m y lograr penetraciones alrededor de los 60 m bajo el lecho marino. La Fig. 3.19 muestra una secuencia de la prueba típica, que involucra siete etapas:

1. Penetración de la sonda dentro del suelo;
2. Expansión del obturador cuando se alcanza la profundidad requerida;
3. Penetración del módulo de medición, registra la reacción del gato mediante el obturador en las paredes del sondeo;
4. Desinflado del obturador;
5. Avance del obturador por el gato de doble acción
6. Prueba del presurímetro, que consiste en expandirlo a una velocidad constante, registrando la presión y el volumen;
7. Desinflado del presurímetro y retorno al paso 1.

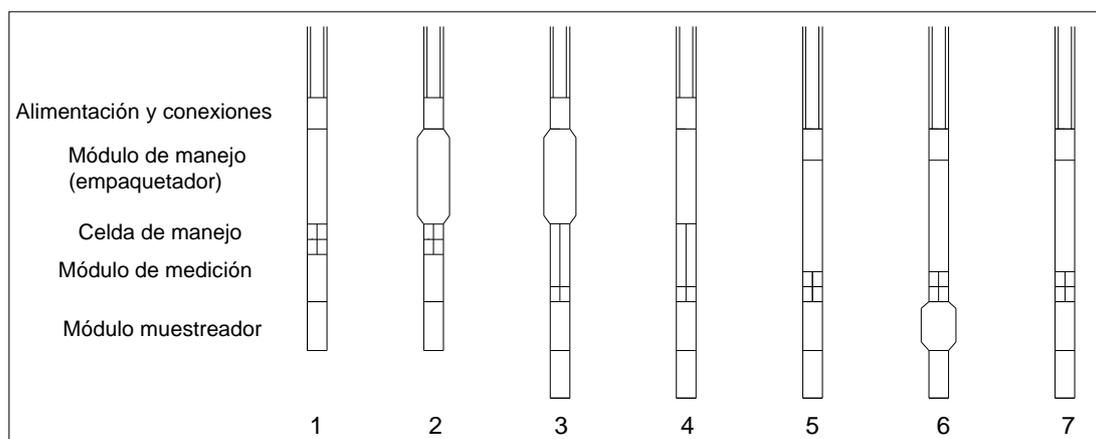


Figura 3.19 Secuencia de una prueba típica con presurímetro (Le Tirant y otros, 1981)

3.5.4 Otras pruebas

Otra variedad de pruebas o ensayos, además de las ya descritas se emplean para obtener información cuantitativa o cualitativa de suelos marinos, por mencionar algunas:

Registros Gamma.

Los registros gamma involucra la medición de los niveles de radioactividad natural en el suelo, siendo de utilidad para la clasificación del suelo. Una vez que el sondeo se llevó a la profundidad requerida, la sonda de medición se baja hasta el fondo, se toma el registro y posteriormente se recupera a una

velocidad constante. Algunas técnicas radiactivas en función de medir la dispersión de los rayos gamma, permiten evaluar la porosidad del suelo y conocer la densidad volumétrica del suelo. Estos métodos contemplan el uso de fuentes radioactivas, que son costosas y demandan una precaución especial para su manejo. Además, el espacio anular exterior que pudieran abarcar con la radiación es desconocido, conduciendo a que la determinaciones de la porosidad y de la densidad que no sean exactas (Andresen y otros, 1979).

Técnicas geofísicas.

Las técnicas geofísicas, a través de mediciones de la velocidad de ondas sísmicas, transmisión eléctrica e impedancia acústica, permiten la definición de las fronteras y la distribución de los sedimentos. Pueden ser identificadas claramente bolsas de gas, así como delgadas capas de arcillas basándose en las señales retornadas y registradas. Datos similares son obtenidos mediante sondeos "downhole", "uphole" y "crosshole". De importancia particular es la medición de la velocidad de la onda de corte, que esencialmente depende de la rigidez de la estructura del suelo y que permite evaluar la anisotropía. Las principales propiedades de ingeniería que pueden deducirse de mediciones sísmico-acústica son el módulo de rigidez al cortante, compresibilidad unidimensional y permeabilidad. En la determinación de valores de módulo de rigidez al cortante para diseño geotécnico, es necesario aclarar que aplica únicamente para deformaciones angulares extremadamente pequeñas ($10^{-4} < \gamma_{cyc} (\%) < 10^{-3}$).

Prueba de placa de carga.

El propósito principal de las pruebas de placa es para conocer las deformaciones que sufrirá un suelo ante la acción de una carga para cuantificar asentamientos y capacidad de soporte de las cimentaciones. La limitación principal de las pruebas de placa de carga es que únicamente ensaya al suelo a una profundidad de 1 ó 2 diámetros debajo de la placa. Por lo tanto, para obtener el perfil vertical, las pruebas de placa necesitan llevarse a cabo a varias profundidades. Andresen y otros (1979) reportaron que tales pruebas se efectuaron en tres localizaciones en el Mar del Norte, utilizando un sistema Seacalf para cargar las placas. Estas pruebas se aplicaron en sedimentos calcáreos cementados del arrecife noroeste de Australia.

Dilatómetro Marchetti (Dilatometer).

El *dilatómetro* creado por Marchetti, es otro tipo de sensor esfuerzo-deformación que es similar al presurímetro, fue desarrollado en Italia en 1980 y consiste de una hoja delgada con una membrana expandible de acero delgada en una cara. La hoja es empujada verticalmente dentro del suelo entre 10 a 20 cm a una velocidad constante, la penetración es suspendida y para ejecutar la prueba es expandiendo la membrana flexible. La interpretación de los datos permite conocer información del suelo tal como la resistencia al esfuerzo cortante, su rigidez y la historia de esfuerzos a la que ha estado sometido. Este método es empleado en Estados Unidos y Canadá en aguas poco profundas.

3.6 Muestreo para el laboratorio

3.6.1 Manejo, envoltura y etiquetado

Los factores que pueden contribuir a la alteración de muestras provenientes del subsuelo marino son:

1. Cambio de la presión de intersticial y los esfuerzos efectivos por el tipo de muestreo. El estado de esfuerzos puede ser cambiado desde el estado anisotrópico a un isotrópico.
2. La expansión volumétrica y de los gases provenientes de la solución debido a la liberación de la presión hidrostática.
3. Degradación biológica de las muestras orgánicas durante el almacenaje a largo plazo.
4. Degradación y destrucción de cementantes débiles debido a la perturbación.
5. Partículas fracturadas en los carbonatos durante el muestreo y al liberar el exceso de agua.

A continuación se presenta un procedimiento mediante diagrama de flujo considerando los pasos típicos utilizados para el manejo, almacenaje y preparación de muestras inalteradas de sedimentos marinos después de que fueron extraídas (Fig. 3.20):

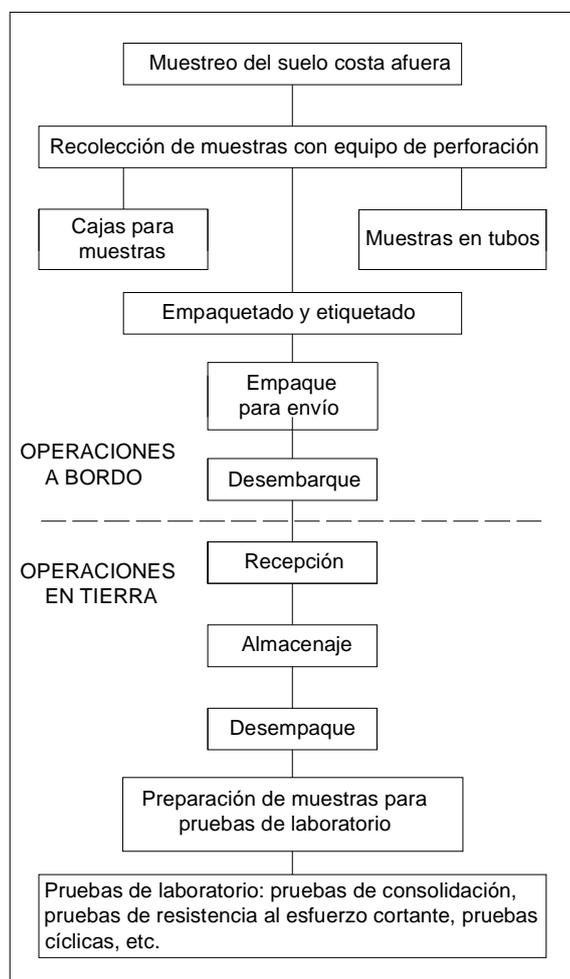


Figura 3.20 Muestreo y su preparación para el laboratorio en tierra (Chaney, 1991)

Davis y Poulos (1967) encontraron que el efecto de la redistribución de esfuerzo puede ser del mismo orden que aquellos asociados con la alteración mecánica. De nuevo, los parámetros de deformación (particularmente módulos en condiciones no drenadas) fueron más sensibles a esta forma de alteración que la que fue en la resistencia al corte. Sugiriendo Bjerrum (1973a) que los efectos de alteración pueden ser reducidos considerablemente por reconsolidación de la muestra a las condiciones de esfuerzos *in situ*. Ladd y Foott (1974) argumentaron que el mejor procedimiento debe ser reconsolidando la muestra a esfuerzos cuyos valores exceden a los valores *in situ*, pero manteniendo la misma relación de sobreconsolidación y esfuerzos efectivos. Considerando que el suelo exhiba un comportamiento normalizado, el "SHANSEP" (Historia de Esfuerzos y Propiedades Ingenieriles en Suelos Normalizados) puede aplicarse para determinar los parámetros requeridos.

Por otro lado, Young y otros (1983) proponen que las muestras deben ser extraídas del tubo muestreador mientras permanecen a bordo por las siguientes razones:

- Las arcillas sobreconsolidadas necesitarán una mayor fuerza de extracción con el tiempo, lo que pudiera ocasionar deformaciones no deseadas.
- La extracción permitirá realizar algunas pruebas índice, se evaluará calidad de la muestra y se definirá mejor la estratigrafía. De ser necesario se podrán obtener otras muestras antes de perforar el siguiente intervalo de muestreo o de abandonar el sitio.

En contraste, Hvorslev (1949) recomienda conservar la muestra en el tubo para evitar perturbaciones causadas por remoción y manejo de muestras sin protección bajo condiciones adversas en el campo. Young y otros (1983) también indican que la perturbación resultado de la extracción puede ser reducida incrementando el diámetro y su longitud y desechando las zonas afectadas de la muestra.

Andresen y otros (1979) establecieron que la práctica normal es extraer las muestras a bordo. Sin embargo, los suelos no cohesivos o arcillas blandas, es mejor mantenerlos en el tubo muestreador, también recomiendan que el espécimen de prueba para uso en tierra deba ser identificado y empacado en láminas delgadas de plástico, después en papel aluminio y por último sumergirlos en cera.

La mayoría de los investigadores de laboratorios de universidades y gubernamentales obtienen muestras de sedimentos marinos en tubos plásticos mediante un barril metálico. Este tubo plástico es fabricado de celulosa (cellulose acetate butyrate CAB). Los estudios de Keller y otros (1961) mostraron que el CAB tiene una pobre retención de agua y es preferible el uso de un poliéster como el cloro de polivinil (polyvinyl choride). La técnica para cortar el tubo plástico, incluye entre otras, una cuchilla rotatoria de acero inoxidable, un cortador manual (Dremo Drill o similar), una tabla para cortar con un serrucho o un alambre caliente para derretir el plástico (Tirey, 1972).

Antes de que los núcleos sean ensayados en un laboratorio en tierra, se recomienda tomar radiografías mediante rayos X, para identificar las zonas de alteración, capas de diferentes materiales (especialmente arenas) y si tienen guijarros, nódulos o conchas (Lambert y otros, 1981; ASTM D 4452, 1987a).

3.6.2 Almacenaje

Los especímenes a los que sea necesario realizarles pruebas: triaxiales, permeabilidad, consolidación, etc., se envían a un laboratorio en tierra. Las muestras serán seleccionadas a bordo; si ya fueron extraídas del tubo de pared delgada, deberán envolverse en plástico seguido de papel aluminio y después colocadas en un contenedor cilíndrico para prevenir la pérdida de agua. Los contenedores serán fabricados de cartón, rellenos con cera microcristalina y tapados o sellados con cinta plástica. En contraste, si la muestra está aún en el tubo, entonces los extremos serán sellados con tapas de caucho y cinta plástica y después sumergidos en cera. Young y otros (1983) advierten que al utilizar cera excesivamente caliente puede conducir a la evaporación del agua o secado, provocando cambios en la presión de poro (intersticial). Arman y McManis (1976) recomiendan el uso de bolsas de polietileno y aluminio en vez de cera.

Las muestras contenidas en un tubo metálico delgado o en un tubo de plástico son generalmente almacenadas verticalmente (Lambert y otros, 1981) aunque hay al menos un reporte de almacenaje horizontal (Almagor y Wiseman, 1977). La principal ventaja del almacenaje vertical es que preservan la orientación de los esfuerzos naturales mientras que las desventajas son: 1) que se produce la consolidación de la muestra si hay una perturbación o drenaje del agua en forma importante y 2) que los núcleos tienden a ser inestables a menos que se sujeten con algún soporte 3) la superficie de los sedimentos blandos puede fluir dentro de los vacíos, produciendo una zona remoldeada (Winters, 1987). En contraste, el almacenaje horizontal de núcleos tiene menos esfuerzo vertical efectivo y tienden a consolidarse menos bajo su propio peso. Si se asientan, se genera un espacio abierto a lo largo de la parte superior. En resumen, el almacenaje vertical es probablemente mejor pero el horizontal suele ser el más práctico.

Sí las muestras se almacenan horizontalmente, se deberá anotar en el informe y aislarlas para protegerlas de vibraciones y choques que perturben la estructura de los sedimentos (ASTM D4220, 1987b).

Muchos laboratoristas de suelos están de acuerdo que las pruebas deberán realizarse tan pronto como se obtenga la muestra, aunque no todos están de acuerdo que tan pronto. Los estudios indican que si las muestras no son apropiadamente selladas, algunos efectos de "añejamiento" pueden ocurrir y alterar la fisicoquímica y las propiedades mecánicas de la arcilla, aún si no hay una aparente pérdida de contenido de agua con el tiempo (Lessard y Mitchell, 1985). Trabajos recientes realizados por La Rochelle y otros (1986) mostraron que sí se previene que el aire alcance la superficie de la arcilla durante el almacenaje mediante el uso de hojas de plástico sumergidas en cera, no debe de ocurrir la alteración con el tiempo. Un resumen de estudios de almacenaje se presenta en la Tabla 3.2. Young y otros (1983) recomiendan pruebas dentro de los primeros 7 días, aunque entre 30 a 45 días de almacenaje pudiera no ser tan perjudicial.

Tabla 3.2 Resumen de estudios de almacenaje de muestras (Chaney, 1981)

TIEMPO DE ALMACENAJE	RESULTADOS	REFERENCIA
10-20 días	Aproximadamente cambia en un 20% la resistencia y la presión a la que estuvo sujeta.	Arman y McManis (1976)
7.5 meses	No cambia la resistencia al esfuerzo cortante para muestras almacenadas con humedad.	Hagerty (1974)
1 año	10% de pérdida en la resistencia sellada con 37 mm de cera.	Broms (1980)
1.5 años	Decrece la resistencia al corte.	Bozozuk (1971)
3 años	No cambia la resistencia ni los límites de Atterberg para muestras envueltas en hojas plásticas sumergidas en cera.	La Rochelle y otros (1986)

El almacenaje de los especímenes deberá ser en un lugar a una temperatura de entre 2 a 5°C para prevenir el crecimiento de bacterias y cambios químicos, lo anterior lo recomiendan algunos investigadores como Lambert y otros (1981); Rau y Chaney, (1988). Estudios comparativos involucran pruebas de resistencia de muestras refrigeradas y no refrigeradas mostrando resultados contradictorios. Dos estudios (Hagerty, 1974; Broms, 1980) reportaron que no hay efecto de la temperatura de almacenaje sobre la resistencia al corte, mientras que un estudio por Lee (1973) concluyó que el almacenaje a temperatura ambiental por un año reduce la resistencia al corte en aproximadamente 25%. No obstante, de ser necesario el almacenaje refrigerado es más conveniente con respecto a un almacenaje al medio ambiente, descartando el congelamiento bajo toda circunstancia ya que altera estructuralmente a la muestra.

3.7 Pruebas de laboratorio

Las pruebas de laboratorio en muestras de suelo recolectadas generalmente se llevan a cabo en dos etapas: la primera se realiza a bordo de la embarcación con el fin de tomar decisiones inmediatas antes de verse afectada la calidad de la muestra debido al tiempo y al transporte. Si por observación, las muestras carecen de valor, entonces muestras adicionales se pueden obtener perforando con un gasto mínimo. La segunda etapa se lleva a cabo en un laboratorio en tierra cuyo objetivo es afinar y complementar la información de las pruebas estáticas de campo, requiriéndose de mayor tiempo para su ejecución y de un medio más estable (con respecto a una embarcación). También dentro de esta etapa se ejecutan los ensayos dinámicos para analizar la reacción del suelo ante cargas cíclicas (capítulo 6).

Las pruebas a bordo se llevan a cabo aproximadamente en el 25% de las muestras recolectadas, debiendo seleccionar y conservar el material suficiente para realizar las pruebas de laboratorio en tierra (Sullivan, 1980).

Con los resultados de las dos etapas de pruebas, se elaboran varios informes de manera parcial, con lo que se determinan los parámetros de diseño, capacidad de carga para diferentes tipos de cimentación, se indica el comportamiento del suelo-estructura, se delimitan zonas de posible licuación y socavación y se dan las recomendaciones necesarias para su aplicación. En materiales arcillosos, si se espera una alteración mayor a la normal o es aparente a simple vista durante la inspección en el laboratorio, los métodos de las pruebas normalizadas "SHANSEP" son recomendados por Ladd y Foott (1974) para estimar las condiciones *in situ*.

3.7.1 Pruebas de laboratorio en campo

Las pruebas en campo que se ejecutan a bordo están planeadas para llevar un control de la profundidad del sondeo. Esto se logra graficando simultáneamente a la perforación, el perfil stratigráfico y calculando la capacidad de carga del suelo.

En el *laboratorio de campo* se incluyen las siguientes pruebas:

Pruebas Índice: Clasificación visual y al tacto, Límites de Atterberg, Clasificación SUCS, Contenido de Agua, Peso Volumétrico, Densidad de Sólidos, Grado de Saturación, Granulometría, Relación de Vacíos, Compacidad Relativa y Reacción al Ácido Clorhídrico.

Pruebas de Resistencia: Resistencia al corte por medio de Torcómetro, Resistencia con Penetrómetro de Mano (o de bolsillo), Resistencia con Veleta Miniatura y Remota, Resistencia a la compresión simple, Pruebas de compresión triaxial no consolidadas-no drenadas (UU).

Cuando se extrae la muestra del tubo muestreador se realiza la descripción visual-manual de color, plasticidad, tamaño de grano, consistencia, olor; además, del porcentaje de la muestra recuperada el conteo de golpes cuando el muestreo es con un martinete con cable guía. El contenido natural de agua y la determinación de la densidad de sólidos se hace en la mayoría de las muestras de arcillas, mientras las pruebas de tamizado son ejecutadas en las muestras de arenas seleccionadas para determinar la distribución del tamaño del grano. Para suelos arcillosos, la resistencia al corte en condiciones no drenadas se obtiene mediante pruebas de compresión no confinadas o pruebas triaxiales no consolidadas no drenadas. Una estimación de la resistencia al corte puede ser mediante las pruebas de laboratorio de veleta, de cono y el penetrómetro de mano.

3.7.2 Pruebas de laboratorio en tierra

Una amplia variedad de ensayos de laboratorio en tierra pueden ser llevados a cabo en muestras de suelo marino, dividiéndose en los siguientes:

- Clasificación y pruebas geológicas
- Pruebas de permeabilidad
- Pruebas de compresión unidimensional (odómetro)
- Pruebas triaxiales para obtener:
 - Propiedades de resistencia estática
 - Comportamiento estático esfuerzo-deformación
 - Respuesta bajo carga cíclica
- Pruebas de corte simple
- Prueba de la columna resonante para conocer características dinámicas.

Otros ensayos más sofisticados requeridos bajo circunstancias especiales sin ser considerados de rutina son: pruebas "triaxiales verdaderas" (true triaxial test) (Saada y Townsend, 1981), pruebas de corte torsional (Lade, 1981), pruebas cilíndricas huecas (Saada y Townsend, 1981) y pruebas de corte interfase (interface shear test) (Johnston y Lam, 1984).

3.8 Comparación entre estudios de laboratorio, *in situ* y analíticos

La predicción de las propiedades de los sedimentos marinos más confiable pudiera ser una combinación de estudios de laboratorio, pruebas *in situ* y procedimientos analíticos (Tabla 3.3).

Tabla 3.3 Resumen de las ventajas y desventajas de las pruebas de laboratorio, *in situ* y analíticas para la solución de problemas de ingeniería (Chaney y otros, 1985)

ESTUDIOS <i>IN SITU</i>	ESTUDIOS DE LABORATORIO	ESTUDIOS ANALÍTICOS
A. VENTAJAS		
1. Capacidad para medir la resistencia del suelo <i>in situ</i> por inserción de una sonda.	1. Capacidad para simular y controlar una variedad de cargas ambientales y estructurales.	1. Capacidad para ejecutar estudios paramétricos y de sensibilidad.
2. Capacidad para medir presión de poro <i>in situ</i> por inserción de una sonda.	2. Capacidad para investigar fenómenos que ocurrirán a largo plazo que no se puedan dar con una prueba normal <i>in situ</i> .	2. Capacidad para realizar predicciones bajo condiciones de cargas futuras.
3. Capacidad para cuantificar arenas, sensibilidad de arcillas y suelos conteniendo gas mediante el uso de una sonda insertada en el depósito.	3. Económicas bajo ciertas condiciones.	3 Económicos si existe el programa de cómputo o la teoría que se adapte al problema.
4. Capacidad para medir variaciones del gradiente de compacidad de los sedimentos utilizando técnicas de sensibilidad remota.	4. Proveen parámetros fundamentales para modelos analíticos.	4. Capacidad para investigar fenómenos que ocurrirán a largo plazo.
5. Capacidad para medir la respuesta en la superficie de depósitos utilizando técnicas de sensibilidad remota.	5. Capacidad para ejecutar estudios paramétricos de sensibilidad.	
6. Capacidad para medir condiciones iniciales de esfuerzo <i>in situ</i> .		
B. DESVENTAJAS		
1. La inserción de la sonda en suelos saturados genera presión de poro (intersticial).	1. Condiciones límite impuestas por los aparatos de prueba.	1. Requiere calibración de la técnica analítica.
2. La inserción de la sonda en el suelo causa perturbación local.	2. Interpretación de resultados escalados a la aplicación de prototipos.	2. El desarrollo de programas de cómputo de tareas específicas son costosos y toman tiempo.
3. Difícil interpretación sin muestras de suelo presentes.	3. Posible alteración de la muestra debido a: a. Cambios en su estructura. b. Alivio de esfuerzos. c. Pérdida de agua.	3. La disponibilidad de los parámetros de entrada está limitada.
4. Difícil o imposible controlar las condiciones límite.		4. Utiliza modelos altamente idealizados.
5. Difícil y costoso ejecutar estudios a largo plazo.		
6. No es posible medir futuras cargas ambientales.		
7. Típicamente costosos.		

En el caso de no considerar los varios mecanismos de alteración inherentes al muestreo mencionado se pudiera considerar un "*muestreo perfecto*". No obstante, las características de los sedimentos al esfuerzo cortante en condiciones no drenadas fue analizado por Ladd y otros (1977), reconociendo que el muestreo no perfecto guía a una reducción de resistencia al corte del 8 al 30% para arcillas normalmente consolidadas. Otros estudios muestran que los efectos de la alteración de la muestra en

el comportamiento de la resistencia de sedimentos pueden ser tan sustanciales que los resultados de las pruebas de laboratorio son bastante diferentes a las características de la resistencia de sedimentos *in situ*. Ante estas discrepancias se puede recurrir a los métodos analíticos, para extrapolar entre los resultados o simplemente emplear factores de correcciones experimentales para reportar algún resultado (Noorany y Seed, 1965).

3.9 Correlación de datos geofísicos versus investigación geotécnica

Fundamentalmente, existen tres tipos de métodos geofísicos/geotécnicos para correlacionarse con las propiedades de los suelos. El primero involucra un sistema en que la *velocidad de onda compresional* puede ser medida axialmente ya sea a lo largo o a través de una muestra testigo. Esta velocidad es comparada con las propiedades del suelo de la muestra testigo analizada en el laboratorio.

El segundo involucra el análisis acústico de señales en que los datos de reflexión que son procesados para determinar el *coeficiente de reflectividad* o de *impedancia* (propiedad física de un material para absorber energía acústica y fluir a través del medio) de la estratigrafía del suelo y después comparada con las propiedades del suelo de la muestra testigo. Este método es dependiente de la determinación exacta del coeficiente de reflectividad acústica y de la impedancia de los datos en los sensores remotos.

El tercero involucra métodos sísmicos de carga empleando los sondeos de donde se extrajeron las muestras para determinar las propiedades de los sedimentos y obtener registros continuos de la estratigrafía del suelo.

Dicho de otra manera, reflexiones acústicas, impedancias, velocidades de onda son propiedades físicas propias de cada tipo de suelo; al registrar la respuesta de la energía acústica se puede correlacionar con las propiedades del suelo *in situ*, como la estratigrafía, tamaño del grano, el contenido de agua, % de carbonatos (CO_3), porosidad, etc. Sin embargo, todavía hay mucho trabajo por hacer para obtener correlaciones confiables que puedan ser empleadas para el diseño.

Últimamente se ha intentado correlacionar las propiedades de ingeniería de los esfuerzos cortantes con las propiedades acústicas en función de la impedancia del suelo. A la fecha, estos esfuerzos no han tenido éxito, debido principalmente a la limitada base de datos disponible y a los problemas inherentes en la adquisición y procesamiento exacto de los datos acústicos. Sin embargo, existen estudios mostrando este esfuerzo y señalando investigaciones futuras en esta área (Buchan y Sinclair, 1972).

La intención para interpretar las propiedades del suelo a partir de los datos de reflectividad acústica fueron presentados por Mahmood y Hough, (1978). Cinco sitios fueron estudiados desde el Golfo de Alaska hasta el Golfo de México empleando un "boomer" (perfilador somero) remolcado directamente sobre las perforaciones, obteniendo correlaciones excelentes de la estratigrafía con los registros acústicos. La descripción de como poder interpretar la respuesta acústica sin el beneficio de las muestras de suelo se presenta en la Tabla 3.4.

Watters y otros (1977) y Porter y Bell (1975) desarrollaron esquemas de clasificación de sedimentos marinos a través del coeficiente de reflexión presurizado y de la impedancia acústica específica. La Fig. 3.21 presenta algunos resultados de Watters que fueron correlacionados con muestras obtenidas con el muestreador por gravedad tomadas de entre 0.6 a 1.5 m (2-5 ft) de penetración.

Tabla 3.4 Correlación de la interpretación de la respuesta acústica en registros geofísicos de alta resolución (Mahmood y Hough, 1978)

DESCRIPCIÓN GENERAL DE SEDIMENTOS	RASGOS CARACTERÍSTICOS EN LOS HORIZONTES DE LOS REGISTROS GEOFÍSICOS DE ALTA RESOLUCIÓN
Posibles deslizamientos o depósitos de corrientes de turbidez.	Escabroso sobre la superficie, sin capas internas, localizado en la base cercana a la pendiente de un escarpe.
Migración, depósitos de arenas y gravas de la era cuaternaria.	Ondulaciones, forma de duna u ondulaciones en superficie, no existen reflectores internos (grano grueso) o son borrosos, pobre penetración acústica, indicando la migración aparentemente en líneas duplicadas.
Sin consolidar, era cuaternaria, muy arenoso, limoso o arcilloso, arenas limosas o arcillosas	Superficialmente liso, reflectores internos variando desde muy fuertes a borrosos, generalmente paralelos (depósitos marinos), penetración acústica buena.
Sin consolidar, era cuaternaria, limos arenosos o arcillas con capas ocasionales de arena.	Superficialmente liso, numerosos reflectores internos paralelos y fuertes (depósitos marinos), buena penetración acústica (grano fino y blando), las variaciones de espesor son generalmente graduales.
Sin consolidar, era cuaternaria, glaciario o arena glaciario-fluvial y depósitos de grava con ocasionales capas de arcillas.	La superficie superior varía de lisa a irregular, con reflectores internos, canales y capas comunes, pobre penetración acústica (grano grueso), bajo la superficie de formas muy irregulares, abrupta variación lateral en los espesores, sobreyacen depósitos del Terciario.
Roca dura / muy densa, Era Terciaria.	Superficialmente de forma irregular y angular, reflectores internos de fuertes a borrosos, deformación común estructural moderada, fracturada en algunos lugares.

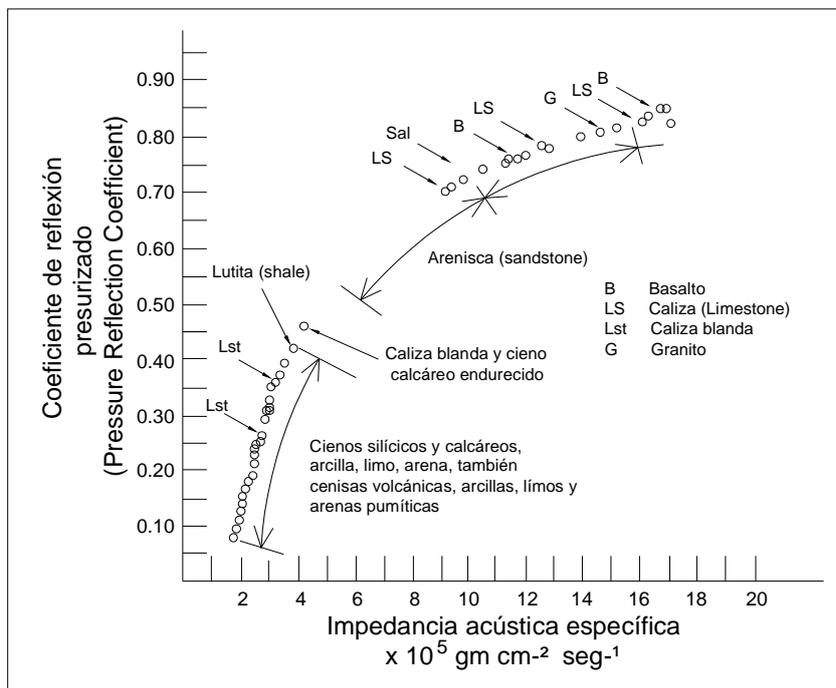


Figura 3.21 Clasificación de Materiales del piso marino por su reflectividad en la interfase de sedimentos-agua contra la Impedancia acústica específica (Watters y otros, 1977)

3.10 Investigaciones geotécnicas relacionadas con casos no petroleros

Las investigaciones geotécnicas costa afuera están predominantemente relacionadas con la industria petrolera. Sin embargo, como es de esperarse en una tecnología madura, el mismo tipo de investigación también puede aplicarse en diferentes industrias con el soporte financiero de agencias gubernamentales o por universidades de ingeniería. Tres ejemplos fueron seleccionados para ejemplificar el amplio rango de las aplicaciones de la Geotecnia Marina: (1) En nódulos polimetálicos en minería, (2) En posibles depósitos de desperdicios radiactivos en el fondo marino y (3) El Proyecto de Perforación en el Mar Profundo (DSDP).

1) La minería en el piso oceánico a profundidades del agua excediendo los 4 km para el análisis de nódulos polimetálicos (níquel, cobre, cobalto y manganeso) es un nuevo desarrollo industrial que muestra un considerable potencial a futuro. En los sitios de investigación se emplearon cámaras de televisión y se recolectaron muestras de suelo mediante muestreadores por gravedad con cable guía y con equipos de medición *in situ*. Como consecuencia, esta industria novata puede ser considerada madura desde un punto de vista geotécnico.

2) Científicos e ingenieros en varios países están en el proceso de evaluar el efecto de desperdicios de alto nivel radioactivo en los suelos de arcillas pelágicas del plano abisal (Hollister y otros, 1981). Investigaciones geotécnicas en Netherlands, U. K. y Estados Unidos están actualmente enfocados a las propiedades del suelo, incluyendo la resistencia al corte, propiedades térmicas, permeabilidad y comportamiento de "creep"; en el desarrollo de un muestreador; en el modelaje centrífugo de un muestreador para suelos arcillosos, desarrollo de pruebas geotécnicas *in situ* y métodos de monitoreo tanto cerca de la superficie del piso marino y hasta una profundidad de penetración de 100 m, en tirantes de agua alrededor de los 6 km.

3) El DSDP ha desarrollado un programa global extensivo de muestreo de suelo para propósitos científicos por cerca de 15 años. Las investigaciones geotécnicas marinas han sido conducidas en intervalos irregulares hasta 1980. En 1981, se realizaron sondeos al sur del océano Atlántico utilizando el muestreador de pistón hidráulico.

Es común que las herramientas y técnicas desarrolladas dentro de la industria petrolera sean utilizadas para la investigaciones geotécnicas marinas; no obstante, el número de actividades geotécnicas marinas no petroleras serán incrementadas en un futuro cercano debido a que ya es un hecho que los océanos serán la principal fuente de alimentación y energía.

3.11 Resumen del capítulo

- La exploración de los suelos marinos con el fin de cimentar una estructura es mediante estudios *geofísicos y geotécnicos*. El primero es un método no destructivo, se realiza mediante sistemas acústicos: de *posicionamiento* para la ubicación de eventos; *ecosonda* que sirve para la medición del tirante de agua; *sonar de barrido lateral* para la obtención de una perspectiva bidimensional del lecho marino; *perfilador somero* que se emplea para definir un perfil del subfondo marino hasta una profundidad de 100 m y el *perfilador profundo* bajo el principio de reflexión sísmica, para mayores profundidades. Con la información conjunta es posible definir riesgos potenciales para la construcción o perforación como serían las fallas geológicas, presencia de coral, deslizamientos de sedimentos marinos, canales por corrientes de mareas o tormentas, paleocanales fluviales inundados, sedimentos saturados de gas y existencia de oleoductos siendo con el fin de establecer la factibilidad del proyecto.

- La *exploración geotécnica* es posterior al levantamiento geofísico, llevándose a cabo mediante la obtención de muestras de suelo. De manera superficial (menos de 20 m) y alteradas éstas pueden recolectarse mediante un *muestreador por gravedad o vibratorio*. Para mayores profundidades con el fin de recuperar muestras "inalteradas" se emplea la *perforación rotatoria* a través de una sarta. En ambos casos es necesario contar con la embarcación fija idónea para la ejecución de la perforación y

que se seleccionará dependiendo principalmente del tirante de agua. Para ayudar a la estabilidad vertical de la sarta debido al movimiento por el oleaje se puede emplear: *un compensador de oleaje, lastra barrenas, estructura estabilizadora de reacción del fondo o un ancla.*

- Para el muestreo mediante la sarta de perforación se emplea el *método de cable guía* que puede ser por *percusión* o por *empuje* tipo candado. También existe el muestreador con pistón hidráulico empleado para tirantes de agua mayor a los 2,000 m y el de barril de núcleo presurizado para muestras con gas; además de los muestreadores para roca.
- Las pruebas *in situ* son con la finalidad de obtener propiedades mecánicas del suelo alterándolo mediante la inserción del equipo de medición. Para llevarlas a cabo se emplea: el *cono eléctrico (CPT)*, la *veleta remota* y el *presurímetro*. Se maniobra mediante el cable guía con una sarta de perforación o empleando una estructura estabilizadora del fondo. Otros ensayos dentro de este rubro pueden ser los *registros gamma*, *técnicas geofísicas (downhole, uphole y crosshole)*, *pruebas de placa de carga* y el *dilatómetro Marchetti*.
- Las muestras de suelo son analizadas en un laboratorio de *campo* y en *tierra*. En campo es con la finalidad de llevar un control del perfil estratigráfico y capacidad de carga apoyándose en la clasificación, pruebas índice y de resistencia. En tierra se realizan los ensayos que requieren mayor tiempo y un medio más estable como serían las pruebas de: permeabilidad, compresión unidimensional, triaxiales, de corte simple y columna resonante, debiendo tener especial cuidado con su manejo, envoltura, etiquetado y el almacenamiento.
- Otra manera para analizar el comportamiento del suelo es mediante *estudios analíticos* que resultan limitados de no involucrar todas las variantes requeridas al plantear el modelo de prueba.
- Por el momento, existe una correlación entre los datos geofísicos y geotécnicos pero que los resultados en algunos casos (como definir la resistencia, permeabilidad, etc.) no son confiables para fines de diseño.
- Se han llevado a cabo investigaciones geotécnicas marinas con fines no petroleros como: 1) en nódulos polimetálicos en minería; 2) en posibles depósitos de desperdicios radioactivos en el fondo marino y 3) el Proyecto de Perforación en el Mar Profundo (DSDP).

3.12 Referencias

- Almagor, G. y Wiseman, G. (1977). Analysis of submarine slumping in the continental slope off the coast of Israel. *Marine Geotechnology*, 2. P.p. 349-388.
- Andresen, A., T. Berre, A. Kleven y T. Lunne. (1979). Procedures used to obtain soil parameters for foundation engineering in the North Sea. *Mar. Geotech.* 3 (3). P.p. 201-66.
- Arman, A. y McManis K. L. (1976). Effects of storage and extrusion on sample properties, *Soil Specimen Preparation for Laboratory Testing*, STP 599. American Society for Testing and Materials. P.p. 66-87.
- ASTM (1987a), Standard methods for X-ray radiography of soil samples-D4452, *Annual Book of ASTM Standards*, Section 4, American Society for Testing and Materials, Vol. 04.08. P.p. 918-933.
- ASTM (1987b), Standard practices for preserving and transporting soil samples -D4220, *Annual Book of ASTM Standards*, Section 4, American Society for Testing and Materials, Vol. 04.08. P.p. 719-728.
- Bjerrum, L. (1973^a). Problems of soil mechanics and construction on soft clays: state-of-the-art report. *Proc. 8th Int. Conf. Soil Mech. Foundat. Engng.* Moscow, vol. 3. P.p. 109-59.
- Bozozuk, M. (1971). Effect of sampling, size and storage in test results for marine clay. Sampling of Soil and Rock, STP 493. American Society for Testing and Materials. P.p. 121-131.
- Briaud, J. L. y Meyer, B. (1983). *In situ* tests and their application in offshore design. *In Geotechnical practice in offshore engineering*. S. G. Wright (ed.), 244-66. ASCE.

- Broms, B. B. (1980). Soil sampling in Europe: State of the art, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 106, No. GT1. P.p. 65-100.
- Brucy, F., J. B. Fay y J. Marignier (1982). Offshore self-boring pressuremeter: the LPC/IFP probe. *Symp. On the Pressuremeter and its Marine Applications*, Paris: Editions, Technip.
- Buchan y Sinclair. (1972). Relations Between the Acoustic and Geotechnical Properties of Marine Sediments. O.J1. Geol. Vol, 84. No. B-11. P.p. 265-284.
- Campbell, K. J., Dobson y C. J. and Ehlers C. J. (1982). *Geotechnical and engineering geological investigations of deep-water sites*. Proc. 14th Annual OTC, Houston, Paper OTC 4169, 25-37.
- Chaney R. C., Demars, K. R. y Fang, H. Y. (1985). Toward a unified approach to soil property characterization, *Symposium On Strength Testing of Marine Sediments: Laboratory and In situ Measurements*, ASTM STP 883, R. C. Chaney y K. R. Demars, end., American Society for Testing and Materials. Pp. 425-439.
- Chaney R.C. (1991). *Sampling and preparation of marine sediments*. Foundation Engineering Handbook. Ed. Humboldt State University, 2a. Edition. USA.
- Davis, E. H. y H. G. Poulos. (1967). Laboratory Investigations of the effects of sampling. *Civ. Engng Trans, Inst. Engrs Aust.* CE9(1). P.p. 86-94.
- De Ruiter, J. (1975). The use of in situ testing for North Sea soil studies. *Proc. Offshore Europe 75*, Aberdeen, 219.1-219.10.
- De Ruiter, J. (1982). The static cone penetration test: state-of-the-art report. *Proc. 2nd Eur. Symp. Penetration Testing*, Amsterdam. P.p. 389-405.
- De Ruiter, J. y A. F. Richards. (1983). Marine geotechnical investigations, a mature technology. In *Geotechnical practice in offshore engineering*, S. G. Wright (ed.), 1-24. ASCE.
- DeGroff, W. (1985). *Offshore sampling equipment*, Unpublished manuscript.
- Ehlers, C. J. y L. V. Babb. (1980). *In situ testing: remote vane*. In *Sounding*, Spring 1980 Edn, 2-7. McClelland Engineers.
- Ehlers, C. J. y otros. (1980). Advantages of Using *In situ* Vane Tests for Marine Soil Investigation. International Symposium of Marine Soil Mechanics. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A. C. Londres 44, Coyoacán, México. D. F. P.p. 65-73-
- Emrich, W. J. (1971). Performance study of deep penetration marine borings, *Symposium On Sampling of Soil and Rock*, ASTM STP 483. American Society for Testing and Materials. P.p. 30-58.
- Exxon. (1986). Rotary drill bits, Exxon, USA. *2da. Quarter Report*. P.p. 16-23.
- Hagerty, R. (1974). Usefulness of spade cores for geotechnical studies and some results from the northeast Pacific, *Deep-Sea Sediments, Physical and Mechanical Properties*. A. L. Inderbitzen, ed., Plenum Press, New York, N. Y. P.p. 169-186.
- Hollister, C. D., Anderson, D. R., y Heath, G. R. (1981). Subseabed Disposal of Nuclear Wastes, *Science*. Vol. 213. P.p. 17-27.
- Hvorslev, M. J. (1949). *Subsurface Exploration and Sampling of Soils for Civil Engineering Purposes*, The Engineering Foundation, New York, N. Y.
- Johnston, I. W. y T. S. K. Lam (1984). Frictional characteristics of planar concrete-rock interfaces under constant normal stiffness conditions. *Proc. 4th Aust.-New Zealand Conf. Geomech.*, Perth, vol. 2. P.p. 397-401.
- Keller, G. H. Richards, A. F. y Recknagel, J. H. (1961). Prevention of water loss through CAB plastic sediment core liners, *Deep Sea Research*, 8, No. 2. P.p. 148-151.
- Kissenpfenning J. F. y Motherwell. (1980) Soil Exploration Techniques for Pile and Mat Foundations in Offshore Structures. *Simposio internacional de mecánica de suelos marinos*. Vol 1 y Vol 2. Ed. Sociedad de Mecánica de Suelos. 1ª. Edición. México.
- La Rochelle, P., Leroueil, S., y Tavenas, F. (1986). A technique for long term storage of clay samples, *Canadian Geotechnical Journal*, 23. P.p. 602-605.
- Ladd, C. C., R. Foott, K. Ishihara, F. Schollosser y H. G. Poulos. (1977). Stress-deformation and streight characteristics: state-of-the-art report. *9th Int. Conf. Soil Mech. Foundat. Engng*, Tokyo, vol. 2. P.p. 421-94.
- Ladd, C. C., R. Foott. (1974). New design procedure for stability of soft clay. *J. Geotech. Engng Div.*, ASCE 100 (GT7). P.p. 763-87.

- Lade, P. V. (1981). *Torsion shear apparatus for soil testing*. STP 740. P.p. 145-63. Philadelphia: ASTM.
- Lambert, D. N., Bennett, R. H., Sawyer, W. B. y Keller, G. H. (1981), Geotechnical properties of continental upper rise sediments-Veatch Canyon to Cape Hatteras, *Marine Geotechnology*, 4, No. 4. P.p. 281-306.
- Larson, V. F. (1981). *Aids to conventional drilling result from Deep Sea Project*. *World Oil* 193(6). P.p. 175-98.
- Le Tirant, P., J. P. Fay, F. Brucy y J. F. Jezequel. (1981). A self-boring pressuremeter for deep sea soils investigations. *Proc. 13th Annual OTC, Houston*, Paper OTC 4019. Pp. 115-26.
- Lee, H. J. (1973). *In situ Strength of Seafloor Soils Determined From Tests On Partially Disturbed Cores*, Technical Note N-1295, U. S. Naval Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, Calif.
- Lessard, G. y Mitchell, J. K. (1985). The causes and effects of aging in quick clay, *Canadian Geotechnical Journal*, 22. P.p. 335-346.
- Mahmood, A. y Hough Hohn, C. (1978). Seabottom Soil Properties and Acoustic Characteristics. Paper OTC presented at *Tenth Annual Offshore Technology Conference*. Houston, Tex., May. 8-11.
- Menard, L. F. (1957). *Mesure in situ des caracteristiques physique des sols*. *Ann. Ponts Chaussees*. Mai-Jun. No. 14, 357-77.
- Meyer, B. J., D. E. Harman y P. G. King (1982). Introduction of a new offshore cone penetrometer (CPT) device for the Gulf of Mexico. *Proc. 14th Annual OTC*, Houston, Paper OTC 4299.
- Noorany, I. y Seed, H. B. (1965). *In situ strength characteristics of soft clay*, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, 91, No. SM2. P.p. 49-80.
- Ontañón, L. J. L., Méndez F. M. y L. Munguía, (1980). Estudios geofísicos y de Mecánica de suelos para la determinación de la cimentación de una plataforma marina. *Tesis de Licenciatura*. UNAM-ENEP Acatlán. México, 1980.
- Porter, William J. y Bell, David L. (1975). Development of Quantitative Remote Acoustic Indices for Location and Mapping for Sea Floor Soil Deposits, Paper OTC 2288. *7th Annual Offshore Technology Conference*. Houston, Tex., May 5-8.
- Poulos H. G. (1988). *Marine Geotechnics*. Ed. Unwin Hyman. Gran Bretaña.
- Presian, W. L. (1969). Accelerometer-monitored coring, *Proceeding Civil Engineering in the Oceans II*, ASCE Conference, Miami Beach, Fla.
- Roden R. R., T. W. Neurauter y J. W. Antoine (1980). The Art and Science of High Resolution Seismic Data Interpretation. Decca Survey Systems, Inc. Bryan, Texas. *Simposio Internacional de Mecánica de Suelos Marinos*. Vol. 2. Ed. Sociedad de Mecánica de Suelos. 1ª. Edición. México. 1980.
- Rau, G. y Chaney, R. (1988). Triaxial testing of marine sediments with high gas contents, *Symposium On Advanced Methods of Triaxial Testing of Soil and Rock*, ASTM STP 977, American Society for Testing and Materials. P.p. 338-352.
- Richards A. F. Y Zuidberg H. M. (1985). *In situ determination of the strength of marine soils*. *Symposium on Strength testing of marine sediments: Laboratory and In Situ Measurements*, ASTM STP 883. R.C. Chaney y K. R. Demars, eds., American Society for Testing and Materials. Pp. 11-40.
- Richards A. F. Y Zuidberg H. M. (1986). *Sampling and in situ geotechnical investigations offshore*. *Marine Geotechnology and Nearshore* (Offshore Structures, ASTM STP 923, R.C. Chaney y H. Y. Fang. Eds. American Society for Testing and Materials, pp. 51-73.
- Saada, A. S. y F. C. Townsend. (1981). *State of the art: laboratory strength testing of soils*. STP 740, 7-77. Philadelphia: ASTM.
- Sullivan, R. A. (1978). *Platform site investigation*. *Civ. Engng*, Feb., 26-45.
- Sullivan, R. A. (1980). *North Sea foundation investigation techniques*. *Mar Geotech*. 2. Pp. 1-30.
- Tirey, G. B. (1972). Recent trends in underwater soil sampling methods, *Underwater Soil Sampling, Testing and Construction Control*, ASTM STP 501. American Society for Testing and Materials. P.p. 42-54.
- Watters, B. G. y otros. (1977). Wavelet Control- The Key to High Resolution Sparker Data and Interpretation, paper OTC 2987 presented *Nineth Annual Offshore Technology Conference*, Houston, Tex. May 2-5.

- Wayne B. Ingram y McMonague. (1982). Geotechnical-Acoustical Analysis of Marine Sediments. Review of the state of the technology. International Petroleum Exhibition and Technical Symposium of the society of Petroleum Engineers. Paper SPE 10015. Beijing, China.
- Winters, W. (1987). (Personal communication), U.S.G.S., Woods Hole, Mass.
- Wroth, C. P. (1984). The interpretation of *in situ* soil tests. *Geotechnique* 34(4). P.p. 449-89.
- Young, A. Q., Quiros, G. W. y Ehlers, C. J. (1983). Effects of offshore sampling and testing on undrained soil shear strength, *Proceedings of the 15th Annual Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, Paper No. 4465. P.p. 193-204.
- Zuidberg, H. M. (1979). New system for offshore geotechnical investigations, *New Technologies for Exploration and Exploration of Oil and Gas Resources*, Vol. 2. Graham and Trotman, London. P.p. 995-1009.
- Zuidberg, H. M. y Windle, D. (1980). High capacity sampling using a drill string anchor, *Proceedings of the Offshore Site Investigation*, London. Pp. 149-158.
- Zuidberg, H. M., Schrier, W. H. y Pieters, W. H. (1984). Ambient pressure sampler system for deep ocean soil investigations, *Proceedings of the 16th Offshore Technology Conference*, 1, Paper No. 4679. P.p. 283-290.
- Zuidberg, H. M., Richards, A. F., y Geise, J. M. (1986). Soil exploration offshore, *4th International Geotechnical Seminar, Field Instrumentation and In situ Measurements*. Nanyang Technological Institute, Singapore.

3.13 Bibliografía

- Curso de Geotecnia Marina*. (1983). Ed. Centro de Educación Continua. Facultad de Ingeniería. UNAM. México.
- Simposio Internacional de Mecánica de Suelos Marinos*. Vol. 1 y Vol. 2. Ed. Sociedad de Mecánica de Suelos. 1ª. Edición. México. 1980.

CAPÍTULO 4

4. CLASIFICACIÓN Y PROPIEDADES ÍNDICE

Aunque ya se habían realizado algunos estudios marinos aislados, los estudios científicos en los sedimentos marinos a diferentes profundidades del mar datan de los viajes pioneros del *H. M. S. Challenger* que se llevaron a cabo desde diciembre de 1872 hasta mayo de 1876 dirigidos por Sir John Murray, siendo los más exhaustivos de todos los que se habían intentado por parte de una institución, abarcando 110,000 km de recorrido a través de todos los océanos del mundo, excepto el Ártico. Durante estos recorridos se obtuvieron miles de muestras mediante dragas arrastradas y cucharones de quijada que se cerraban de golpe para impedir que los sedimentos recolectados se perdieran.

De ahí surgieron varias formas de clasificar a los suelos marinos sin llegar aún en la actualidad a una unificación de criterios, debido a que los depósitos biogénicos requieren de consideraciones especiales para entender su comportamiento ya que influye la composición mineralógica y forma de depositación para evaluar sus propiedades geotécnicas.

4.1 Clasificación de los sedimentos marinos

Se puede considerar que existen tres maneras de clasificar a los sedimentos marinos: *por tamaño de la partícula, por su origen y por el contenido de carbonatos.*

4.1.1 Clasificación por tamaño de la partícula

La clasificación por tamaño es tomando en cuenta la propuesta en la Escala de Wentworth (1922) indicada en la Tabla 4.1. El tamaño es una propiedad importante de los sedimentos, ya que implica el modo de transporte y que tan lejos viajó antes de asentarse en el fondo marino, siendo los tamaños típicos provenientes de partículas derivadas de algunas fuentes marinas los mostrados en la Fig. 4.1 (Gross, 1977). En las Tablas 4.2 y 4.3 se resume el tamaño promedio de las partículas con su respectivo peso específico relativo para varios tipos de sedimentos de la margen continental y el mar profundo (Hamilton 1974, Hamilton y otros 1982).

Tabla 4.1 Clasificación de los sedimentos marinos por tamaño (Escala Wentworth, 1922)

TAMAÑO	DIÁMETRO DE LAS PARTÍCULAS, mm
Cantos rodados, Bloques (boulders)	>256
Guijarros, Boleos (cobbles)	64 – 256
Grava fina (pebbles)	4 – 64
Gránulos (granules)	2 – 4
Arena (sand)	0.062 - 2
Limo (silt)	0.004 - 0.062
Arcilla (clay)	<0.004

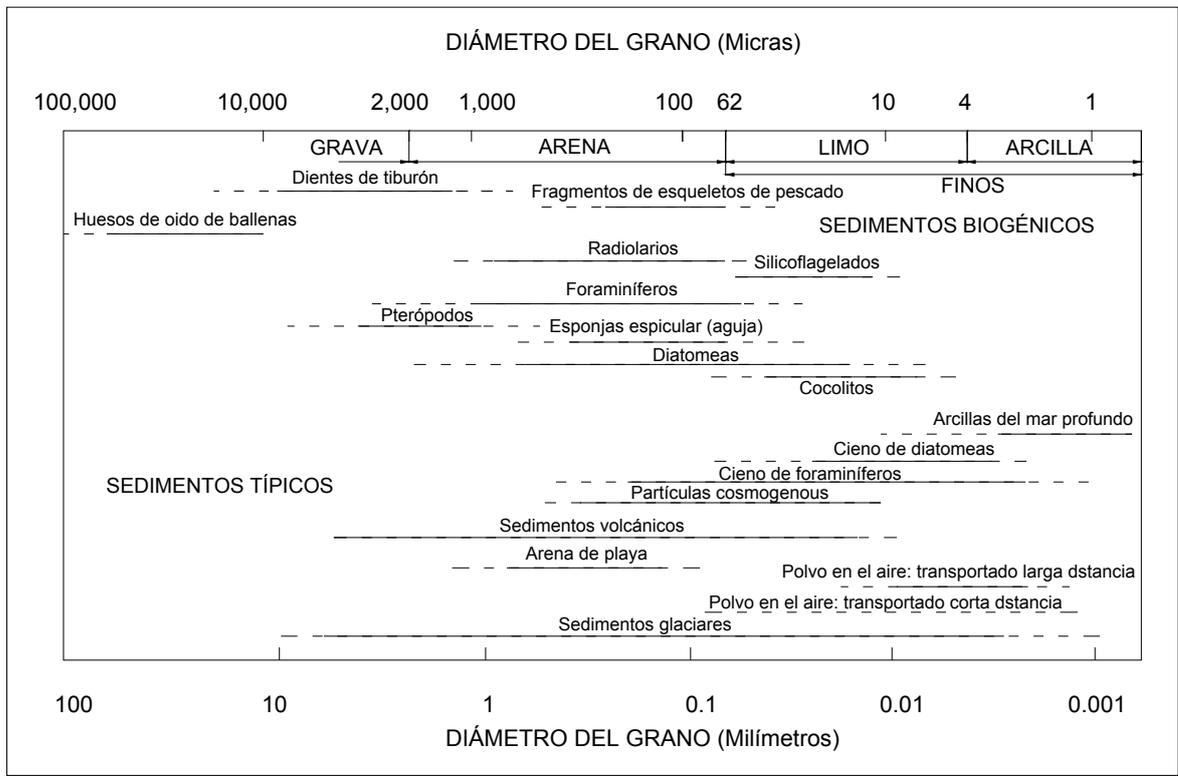


Figura 4.1 Tamaño de partículas típicas de varias fuentes marinas (Gross, 1977)

Tabla 4.2 Margen continental (plataforma y talud); análisis del tamaño promedio de los sedimentos con su respectivo peso específico relativo (Hamilton, 1974)

TIPO DE SEDIMENTO	NÚMERO DE MUESTRAS	DIÁMETRO PROMEDIO DEL GRANO	ARENA (%)	LIMO (%)	ARCILLA (%)	PESO ESPECÍFICO RELATIVO, G_s
		mm				
Arena						
Granular	2	0.5285	100.0	0.0	0.0	2.710
Fina	18	0.1638	92.4	4.2	3.4	2.708
Muy fina	6	0.0915	84.2	10.1	5.7	2.693
Arena limosa	14	0.0678	64.0	23.1	12.9	2.704
Limo arenoso	17	0.0308	26.1	60.7	13.2	2.668
Limo	12	0.0213	6.3	80.6	13.1	2.645
Arcilla - limosa - arenosa	18	0.0183	33.3	40.2	26.5	2.705
Limo arcilloso	54	0.0074	5.9	60.6	33.5	2.656
Arcilla limosa	19	0.0027	4.8	41.2	54.0	2.701

Tabla 4.3 Plano y montañas abisales; análisis de tamaño de sedimentos promedio y su respectivo peso específico relativo (Hamilton, 1974; Hamilton y otros, 1982)

TIPO DE SEDIMENTO	NÚMERO DE MUESTRAS	DIÁMETRO PROMEDIO DEL GRANO mm	ARENA (%)	LIMO (%)	ARCILLA (%)	PESO ESPECÍFICO RELATIVO, G_s
Plano abisal						
Limo arenoso	1	0.0170	19.4	65.0	15.6	2.461
Limo	3	0.0092	3.2	78.0	18.8	2.606
Arcilla arenosa limosa	2	0.0208	35.2	33.3	31.5	2.653
Limo arcilloso	21	0.0056	5.0	55.4	39.6	2.636
Arcilla limosa	36	0.0021	2.7	36.0	78.3	2.638
Arcilla	5	0.0014	0.0	21.7	78.3	2.672
Mar de Bering y el Mar de Okhotsk (cieno de diatomeas)						
Limo	1	0.0179	6.5	76.3	17.2	2.474
Limo arcilloso	5	0.0049	8.1	49.1	42.8	2.466
Arcilla limosa	23	0.0024	3.0	37.4	59.6	2.454
Montaña abisal, mar profundo arcillas (rojas)						
Limo arcilloso	17	0.0056	3.9	58.7	37.4	2.678
Arcilla limosa	60	0.0049	2.1	32.2	65.7	2.717
Arcilla	45	0.0024	0.1	19.0	80.9	2.781
Cieno calcáreo						
Arcilla arenosa limosa	34	0.0154	37.3	22.3	40.4	2.703
Limo	1	0.0169	16.3	75.6	8.1	2.625
Limo arcilloso	15	0.0069	3.4	60.7	35.9	2.678
Arcilla limosa	151	0.0056	14.1	33.3	52.6	2.663

4.1.2 Clasificación por su origen

Cuando la clasificación es por su origen, según Noorany (1989) los sedimentos pueden ser divididos en 3 grupos:

- Sedimentos litógenos (lithogenous)**
- Sedimentos biogénicos (biogenous)**
- Sedimentos hidrogénicos (hydrogenous)**

A partir de esta clasificación se dividen en subgrupos; considerando que las partículas litógenas y biogénicas son las más importantes desde el punto de vista de la ingeniería geotécnica (Fig. 4.2).

El sistema de clasificación propuesto puede ser considerado como un auxiliar dentro del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), ya que incorpora símbolos de clasificación para los sedimentos marinos, además especifica las características generales y la forma de cómo se originaron.

El criterio de clasificación en el caso de los sedimentos litógenos es el mismo empleado por el SUCS, considera distribución del tamaño de grano y límites de plasticidad. Para sedimentos biogénicos un examen visual y/o microscópico y ocasionalmente pruebas químicas son necesarios para su identificación; en cuanto a los sedimentos hidrogénicos pueden ser clasificados visualmente con o sin microscopio.

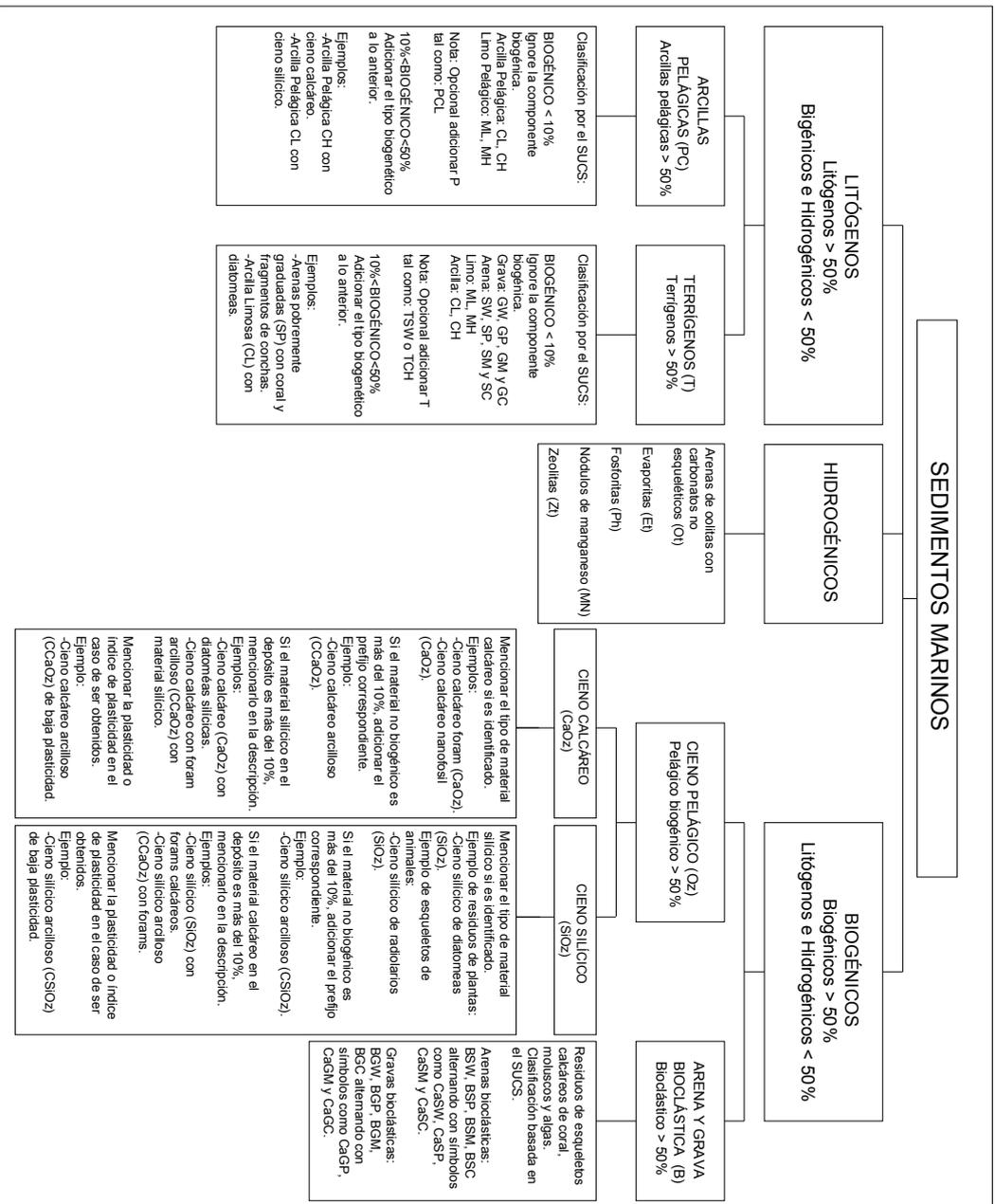


Figura. 4.2 Carta de Clasificación de Sedimentos Marinos (Noorany, 1989)

4.1.2.1 Sedimentos litógenos

Son el producto de rocas terrestres, cenizas volcánicas o meteoritos, donde los agentes de transporte son principalmente los ríos, el viento y el hielo.

Los ríos representan la fuente más abundante de sedimentos hacia los océanos y contribuyen en aproximadamente 20 billones de toneladas (20×10^{12} kg) cada año, la mayoría provenientes de Asia. La Fig. 4.3 muestra que las mayores fuentes de sedimentos litógenos son de origen semi-árido y de áreas montañosas, donde las cascadas son lo suficientemente agresivas para provocar erosión aún en suelos cubiertos de vegetación. La velocidad de sedimentación de una partícula es controlada por su diámetro, las más grandes se asientan más rápidamente; desde gravas y arenas que se depositan en las playas, hasta los limos y arcillas que son transportados a una mayor distancia.

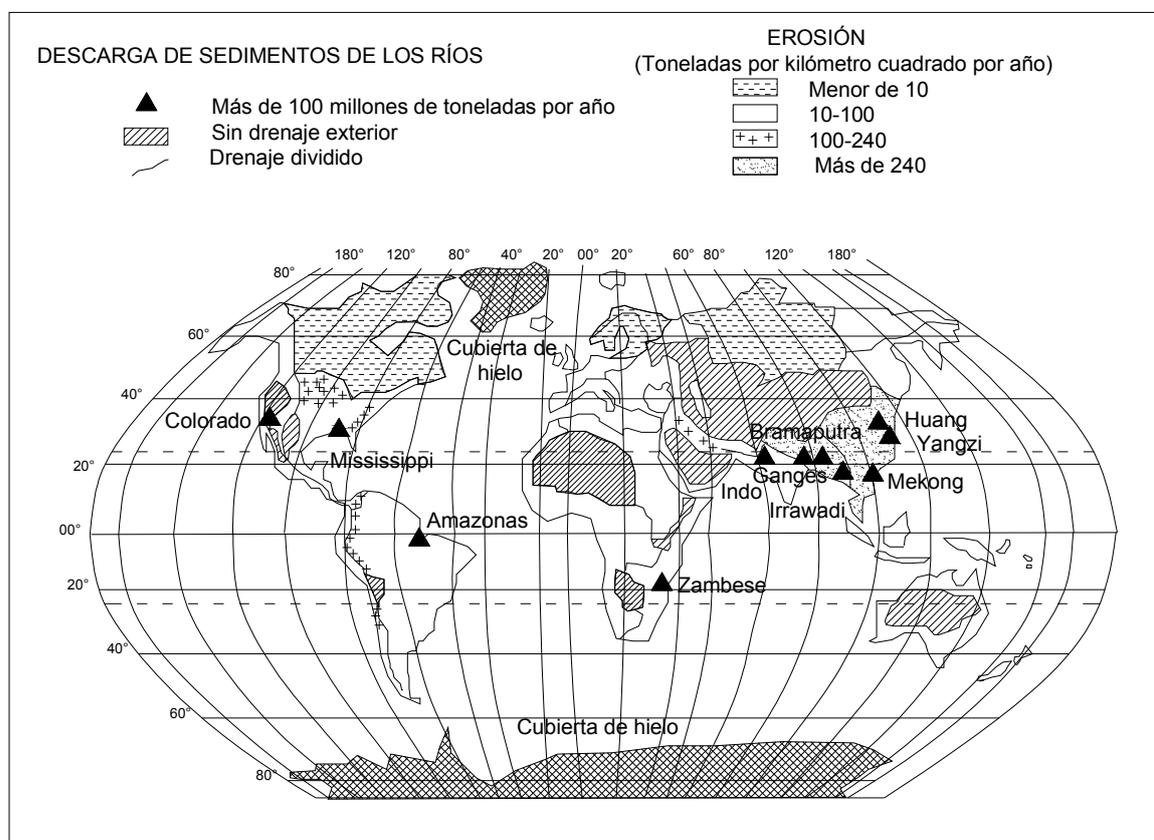


Figura 4.3 Principales fuentes de sedimentos litógenos (Gross, 1977)

Por otro lado, los vientos transportan alrededor de 100 millones de toneladas de sedimentos por año a los océanos provenientes de los desiertos y altas montañas que tengan una vegetación dispersa. Las partículas menores de 20μ de diámetro pueden ser llevadas una gran distancia mientras que los fragmentos volcánicos menores a 10μ pueden viajar inclusive alrededor del mundo.

Los sedimentos litógenos de grano fino son frecuentemente referidos como arcillas cafés o rojas, porque contienen materiales arcillosos que pueden estar constituidos con 60% o más de fracción no biogénica. La caolinita o gibsita, es típicamente encontrada en suelos de clima altamente tropical y es

proveída principalmente por los ríos. La ilita es transportada ya sea por los ríos o el viento, es abundante en el Atlántico y norte y centro del océano Pacífico. La montmorilonita es emanada de la actividad volcánica submarina y es abundante en el Pacífico sur y océano Índico. La clorita (chlorite) se encuentra en los suelos Árticos y se deriva de la abrasión por la acción glaciaria de las rocas sedimentarias y metamórficas. La Tabla 4.4 muestra la distribución de los minerales arcillosos dentro de los océanos. La topografía del piso oceánico es otro de los factores que también influye en la cantidad de los sedimentos acumulados.

Tabla 4.4 Distribución de minerales arcillosos en los océanos (Griffin y otros, 1968)

LOCALIZACIÓN	NÚMERO DE MUESTRAS	CLORITA (%)	MONTMORILONITA (%)	ILITA (%)	CAOLINITA (%)
Atlántico Norte	202 – 206	10	16	54	20
Atlántico Sur	196 – 214	11	26	46	17
Pacífico Norte	170	18	35	39	8
Pacífico Sur	140 – 151	13	53	26	8
Índico	127 - 129	12	40	31	17

Uno de los suelos de interés en la ingeniería geotécnica son los limos encontrados en la región Ártica alrededor de la plataforma continental de Alaska, donde están siendo explotados depósitos de aceite. Estos limos son de origen fluvio-glacial y pueden alcanzar los 20 m de espesor, algunas veces conteniendo pequeños lentes de hielo (permafrost), mostrando a veces un alto grado de aparente sobreconsolidación, posiblemente debido a que después de haber estado congelados se han sometido a la acción del deshielo. Los problemas geotécnicos surgidos para este tipo de suelos son analizados por Wang y otros (1982) y Singh y Quigley (1983).

Los depósitos formados por corrientes de turbidez se gradúan por capas donde las partículas mayores son sepultadas por depósitos de grano más pequeño, acarreando conchas provenientes de aguas poco profundas junto con fragmentos de plantas terrestres al piso del mar profundo.

Las corrientes de turbidez son más activas donde la plataforma continental es más angosta (por ejemplo, en los océanos Atlántico y norte del océano Índico) y menos activa en plataformas continentales más anchas (por ejemplo, el océano Pacífico, donde las trincheras y cordilleras a lo largo de las márgenes previenen movimientos de corrientes de turbidez al piso del océano profundo), además llevan sedimentos que entierran la topografía del fondo oceánico. Se piensa que las corrientes de turbidez también cortan los cañones submarinos que inciden en las márgenes de la mayoría de los continentes.

Los sedimentos litógenos se subdivide en: **sedimentos terrígenos (T)** y **arcillas pelágicas (PC)**.

Sedimentos Terrígenos

Son depositados en el mar con tamaño de partículas de grava, arena, limos y arcillas o una mezcla de éstos. Cuando predominan los limos y las arcillas terrígenas son nombrados coloquialmente como "lodos". Los lodos terrígenos cubren la mayor parte de la margen continental y difiere de las arcillas pelágicas porque éstas últimas no contienen una considerable cantidad de limos, pero sí material hidrogenado como las zeolitas. Los sedimentos terrígenos también pueden estar en algunas partes del fondo del mar en las zonas abisales, dependiendo del agente que los transportó son llamados sedimentos marinos de *turbidez* o *glaciares* (Shepard, 1963); los de turbidez se cree que han sido transportados por este tipo de corrientes; mientras que los sedimentos glaciares consisten de gravas, arenas y otros materiales terrígenos son depositados en aguas profundas por *icebergs* cuando se derriten al desplazarse hacia las regiones templadas.

Todas las gravas, arenas, limos y arcillas terrígenas incluyendo los sedimentos marinos de turbidez y glaciares, pueden ser clasificados de acuerdo al SUCS. Si la componente biogénica de un sedimento terrígeno es menor del 10% puede ser ignorada en la descripción del sedimento; sí está entre 10 y 50% debe ser mencionada (por ejemplo: arena limosa (SM) con coral y fragmentos de conchas).

Sí la componente biogénica es de grano grueso y puede ser fácilmente separada de la componente terrígena, el porcentaje por peso de la componente biogénica puede ser cuantificado directamente. Sin embargo, si la componente biogénica consiste de material granular fino, el porcentaje por peso puede ser estimado del porcentaje del volumen a través de la observación de los sedimentos en un portaobjetos bajo un microscopio.

Arcillas Pelágicas

Estos sedimentos son básicamente arcillas limosas de grano fino que se han asentado en aguas profundas lejos de la influencia de la tierra, aún cuando se cree que aquí tuvieron su origen (como el polvo del desierto transportado por el viento) o pudo haber tenido un origen volcánico. Son fácilmente identificables por su alto contenido de arcilla y su alta plasticidad, tienen muy bajo contenido de limos, con colores que varían de tonalidades claras a café oscuro o café rojizo y cuentan con la presencia de componentes hidrogénicos tales como nódulos o micronódulos de manganeso y zeolitas.

La coloración de las arcillas dependen de los factores locales: las azules se forman en aguas donde el ambiente reductor favorece la formación de sulfuros ferrosos; las rojas deben su coloración a los óxidos férricos; las amarillas, a los hidróxidos de hierro (limonita); las de color verde, a la presencia de glauconita (un hidrosilicato de hierro que se forma después del proceso de sedimentación) y las de color negro son ricas en material carbonoso, de origen orgánico, aunque eventualmente pueden contener óxidos de manganeso.

Las arcillas pelágicas de color café cubren las partes más profundas de la zona abisal donde están ausentes los cienos (oozes) biogénicos. La mayoría del piso del Pacífico norte como el sur del Atlántico, está cubierto con este material. Su rango de acumulación es extremadamente lento, cerca de 1 a 2 mm por 1,000 años en el centro del Pacífico norte; de 2 a 3 mm por 1,000 años al sur del Atlántico y de 10 a 15 mm por 1,000 años en el noreste del Pacífico norte (Seibold y Berger, 1982). Esto resulta aproximadamente de 4 a 10 veces menos que el rango de acumulación de cieno calcáreo y 100 a 1,000 veces menos que del lodo terrígeno en las márgenes continentales.

Como se muestra en la Fig. 4.2 las arcillas pelágicas y aquellas conteniendo algunos materiales biogénicos pueden ser clasificadas de acuerdo al SUCS con base en los límites de Atterberg y ubicándolos en la carta de plasticidad (Holtz y Kovacs, 1982). Sin embargo, debido a que estas arcillas tienen un límite líquido muy alto, es necesario extender la carta de plasticidad para valores mayores a 200 (Noorany, 1985a). También, si la componente biogénica es mayor al 10%, debe ser mencionado en la descripción del sedimento. Ejemplos de clasificación pudiera ser: arcillas limosas pelágicas de alta plasticidad (PCH), arcillas pelágicas de alta plasticidad (PCH) con cieno calcáreo y arcillas pelágicas de baja plasticidad (PCL) con diatomeas.

Adicionalmente, los sedimentos terrígenos (principalmente arcillas y limos) pueden llevar como adjetivo *nerítico* (neretic) cuando el sedimento pertenece a la plataforma continental; *hemipelágico* (hemipelagic) al talud y *pelágico* (pelagic) relativo a la terraza continental y la zona abisal.

4.1.2.2 Sedimentos biogénicos

Los sedimentos biogénicos consisten básicamente de los residuos de las plantas o animales marinos. Cubren cerca de la mitad de la plataforma continental, más de la mitad del plano abisal del mar profundo y partes del talud y terraza continental. En escala global cubren más del 55% del suelo marino.

En aguas someras de la zona costera, los depósitos biogénicos que son de grano más grueso (tamaño de arena o mayores) son llamados **sedimentos bioclásticos**. En aguas profundas están principalmente compuestos de grano fino (tamaño de limos y arcillas) y los depósitos están referidos como **cielos** (oozes).

En términos de composición mineralógica, a los sedimentos biogénicos son principalmente **calcáreos** (calcareous) o **silícicos** (siliceus); sin descartar una componente secundaria importante de naturaleza biogénica encontrada dentro de los sedimentos marinos consiste de los residuos **fosfáticos** (huesos y dientes) de animales marinos.

Arenas y Gravas Bioclásticas

Como se muestra en la Fig. 4.2, estos sedimentos contienen más del 50% en peso de esqueletos calcáreos producto de los residuos de coral, conchas de moluscos y algas. Son depósitos que se encuentran en las zonas costeras y aguas someras de la plataforma continental así como en las islas oceánicas, atolones y cimas de las montañas marinas. De estas fuentes, algunos de ellos terminan mezclándose con los depósitos más profundos por corrientes de turbidez y otros mecanismos.

Las condiciones ambientales como son la luz solar, una temperatura templada y aguas someras dadas entre las latitudes de 30°N y 30°S son favorables para la depositación de los sedimentos calcáreos. Las mayores concentraciones de carbonato de calcio generan la formación de arrecifes de coral (animales), donde yacen plantas vivientes (algas coralinas). Los corales consisten de pólipos celenterados que construyen un esqueleto calcáreo en forma de copa. Se localizan principalmente al este del océano Pacífico, en el eje de la cordillera del Atlántico medio, en las aguas alrededor de las Bermudas, de las Bahamas, de Australia y al norte del océano Índico. Una característica de los depósitos calcáreos es la presencia de cementantes, producto del crecimiento de cristales en la superficie de las partículas sedimentarias. La cementación en o cerca de la interfase sedimento/agua ocurre en capas o lentes de distribución irregular. No hay un incremento progresivo en la cementación con la profundidad y las capas de carbonatos bien cementadas pueden alternar con capas que no lo contienen. Una pequeña cantidad (1-2%) de material orgánico cementante puede influir considerablemente en el comportamiento mecánico de los sedimentos si se adiciona después de su depositación (Rezak, 1974); mientras Fookes y Higginbotham (1975) indican que la cementación es frecuentemente causada por pequeños cambios en la temperatura o por concentración de dióxido de carbono y que puede tomar lugar simultáneamente con la depositación. De esta manera, se da la unión entre partículas similares con o sin cementantes en distancias relativamente cortas.

Los arrecifes de coral son hábitat de muchos organismos vivientes, que incluyen un gran número de conchas quebradas y esqueletos que generan arenas calcáreas resultado de mecanismos de erosión y rompimiento por la acción del oleaje; es por esto, que son considerados como sedimentos bioclásticos (Seibold y Berger, 1982). La mayoría de las arenas calcáreas contienen poros o partículas huecas y presentan una textura rugosa. En muchas regiones tropicales, las arenas de playa consisten de esta clase de material. Para realizar pruebas de granulometría, se debe tener un cuidado especial para prevenir el rompimiento de los granos.

Existen sedimentos de carbonato de calcio no esqueléticos, que serán mencionados en la sección de depósitos hidrogénicos, que incluyen a los limos con tamaño de agujas de aragonita (aragonite) y arenas de oolitas (oolite). Técnicamente éstos no son considerados bioclásticos, pero para propósitos de la ingeniería geotécnica las arenas de oolitas pueden ser clasificadas como arenas calcáreas y las agujas aragonita como limos no plásticos calcáreos.

Basados en el criterio del SUCS, las arenas bioclásticas también son las arenas de oolitas y pueden ser clasificadas como BSW, BSP, BSM y BSC (nombres alternativos y símbolos de las arenas calcáreas CaSW, CaSP, CaSM y CaSC). Similarmente, las gravas bioclásticas pueden ser clasificadas como BGW, BGP, BGM y BGC (nombres alternativos y símbolos son gravas calcáreas

CaGW, CaGP, CaGM y CaGC). También es posible la clasificación dual basándose en el criterio del SUCS.

Los ingenieros geotécnicos reconocen desde hace varias décadas que las propiedades de las arenas calcáreas son marcadamente diferentes a las arenas cuarzosas terrígenas, particularmente en el comportamiento friccionante desarrollado en pilas de cimentación que se maneja en las primeras es mucho más bajo que el desarrollado por las segundas (Demars y Chaney, 1981; Noorany, 1985b; Jewell y otros, 1988).

Cieno Pelágico

Como se indica en la Fig. 4.2 estos sedimentos consisten de depósitos pelágicos con más del 50% por componente de peso biogénico. A diferencia de las arenas y gravas bioclásticas, los sedimentos de cieno pelágicos son de grano fino con rango de tamaño entre 0.005 mm a 2 mm. Están compuestos de residuos de organismos microscópicos llamado plancton (drifter); algunos son residuos de animales y otros derivados de algas de plancton. Como se muestra en la Fig. 4.2 el cieno pelágico está subdividido en sedimentos de **cieno calcáreo** y sedimentos de **cieno silíceo**, siendo más común el calcáreo.

1) Cieno Calcáreo (CaO_z). El principal componente biogénico en estos sedimentos es el carbonato calcáreo (principalmente en la forma de mineral de calcita ($CaCO_3$) proveniente de las testas (conchas) de animales planctónicos unicelulares llamados foraminíferos (abreviado “forams”) con tamaño entre 0.03 mm a 1 mm pueden consistir de una cámara única o de varias interconectadas. El sedimento compuesto principalmente de foraminíferos es llamado *cieno foraminífero* o *cieno foram*.

El segundo componente más abundante en cieno calcáreo consistente de los residuos de esqueletos de células planctónicas unicelulares llamadas algas cocolitósferas (coccolithophores). Ellas crean un esqueleto en forma de esfera llamada cocosfera (coccosphaera) alrededor de planos llamados cocolitos (coccoliths). Con el tiempo este material de esqueletos es depositado en forma de sedimentos, rompiéndose dentro de los cocolitos formando delgadas partículas de calcita de tamaño de limo fino menor de 0.01 mm. Los cocolitos son también llamados nanoplancton (nannoplankton) o “nanos” por su pequeño tamaño. El sedimento compuesto primeramente de estos depósitos es llamado *cieno de cocolitos* o *cieno nanofósil*.

Otro componente del cieno calcáreo son las conchas delgadas de aragonita de animales de plancton (*pterópodos*), más grandes que los forams y cocolitos.

Hay una relación entre el tirante de agua y la cantidad de los sedimentos de cieno calcáreo, debido a que los carbonatos de calcio son susceptibles a la disolución al incrementarse la profundidad, como una función que decrece con la temperatura y se incrementa con la presión. Las conchas aragoníticas de pterópodos son mucho más susceptibles a disolución que el esqueleto calcítico de restos de foraminíferos y cocolitos. A la profundidad del agua donde ya no es posible encontrar pterópodos en los sedimentos es llamada *profundidad de compensación aragonítica* (ACD) y varía desde los 700 m a los 3,000 m. En aguas profundas debajo de la cual forams y cocolitos no son encontrados en los sedimentos es llamada *profundidad de compensación calcítica* (CCD). Esta profundidad varía ampliamente con el tipo de esqueletos calcáreos y las condiciones de aguas locales y es aproximadamente a los 5,000 m (Seibold y Berger, 1982). En general, el cieno calcáreo raramente esta presente en sedimentos en aguas cuya profundidad sea mayor a los 5,000 m (16,400 ft).

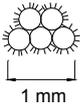
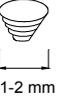
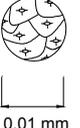
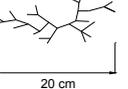
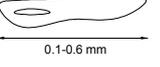
Los restos calcáreos de foraminíferos, pterópodos y varias especies de nanoplancton pueden ser identificados al examinar los sedimentos en un microscopio. Los textos de micropaleontología, sedimentología y geología marina pueden ser útiles como auxiliares para identificar componentes biogénicos (Seibold y Berger, 1982). La cuantificación mediante el microscopio después de haber sido colocada una muestra en un portaobjetos puede proveer un estimado del porcentaje aproximado de la

componente calcárea; sin embargo, una medida más exacta puede ser hecha por análisis químico (Chaney y otros, 1981).

Como se muestra en la Fig. 4.2 el cieno calcáreo conteniendo menos del 10% de material no biogénico es simplemente llamado cieno calcáreo (CaO_z). Donde existe más del 10% de limos o arcillas, debe ser utilizado el prefijo “limoso” o “arcilloso”. También si hay más del 10% de restos de material silíceo en el sedimento, debe mencionarse en la descripción. Por ejemplo, un sedimento compuesto de 35% de arcilla, 40% de material calcáreo y 25% de depósitos de silíceo es clasificado como: cieno calcáreo arcilloso ($CCaO_z$) con depósitos de silíceo.

En la Tabla 4.5 se resumen algunas de los biógenos calcáreos marinos más comunes (Chaney y otros, 1982).

Tabla 4.5 Biógenos calcáreos marinos más comunes (Chaney y otros, 1982)

NOMBRE	FORMA	FORMA DE LA PARTICULA MAS PEQUEÑA	LOCALIZACIÓN PROFUNDIDAD, m	AMBIENTE		POROSIDAD	COMPORTAMIENTO GENERAL DEL MATERIAL	COMPOSICIÓN QUÍMICA
				ÁREA DE ALTA ENERGÍA	ÁREA DE BAJA ENERGÍA			
Conchas foraminíferas (testas)			3,500	Foraminíferas bénticas	Foraminíferas planctónicas, Globigerina	Porosas	Sin cohesión (limo-arenoso)	Calcita (Mg - calcita en pequeñas cantidades)
Conchas pterópodos (testas)		No hay subpartículas	3,000	Aguas tropicales y subtropicales		Porosas	Sin cohesión (arena)	Aragonita
Plantas coccolitas (nanofósiles)			3,500 - 5,000		Principalmente hay variación latitudinal del tipo de especies	No hay porosidad inherente	Sin cohesión (limo)	Conchas de calcita de la familia de las algas. Los esqueletos pueden ser protegidos por recubrimientos orgánicos o de $MgCO_3$
Corales		No hay subpartículas	0 - 35	Ramificado. Corales masivos e incrustados	Corales incrustados y foliulados	Porosos	Sin cohesión (grava-arenosa)	Mg - calcita, aragonita
Precipitados		No hay subpartículas	35 - 200	Oolitas	Pelets (tipo excremento)	No hay porosidad inherente	Sin cohesión (arena)	Mg - calcita
Materiales bénticos			35 - 200	Algas coralinas ramificadas, foraminíferos que se alimentan de plancton	Moluscos, fragmentos foraminíferos equinoides bénticos			Mg - calcita

2) Cieno Silíceo (SiO_z). Los cuatro grupos principales de organismos silíceos que son encontrados en sedimentos biogénicos marinos son: *diatomeas*, *radiolarios*, *esponjas* y *silicoflagelados*. De éstos los más comunes son: las diatomeas, que son algas unicelulares con tamaño desde unas cuantas micras hasta 2 mm (Fig. 4.4) y los radiolarios, que son un grupo de animales unicelulares delgados clasificados como protozoarios que tienen varios tipos testas (esqueletos) complejas de ornate con tamaños comúnmente en el rango de unas cuantas décimas a unas cuantas centésimas de micras

(Fig. 4.5). Las esponjas silíceas también son encontradas en los sedimentos del océano profundo, pero no predominan en los depósitos exentos de diatomeas y radiolarios.

El sílice, es altamente soluble en agua de mar y la acumulación de muestras en el piso marino dependen de su tamaño, de la concentración de sílice en la columna de agua y de la protección química adherida con compuestos orgánicos. En general, los tamaños de partículas de la mayoría de los microfósiles de cieno silíceo cae en el rango de tamaño de los limos de 0.03 mm a 0.07 mm.

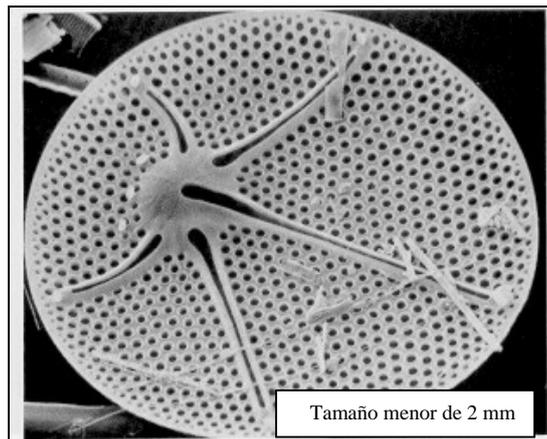


Figura 4.4 Diatomea (Round y otros, 1990)

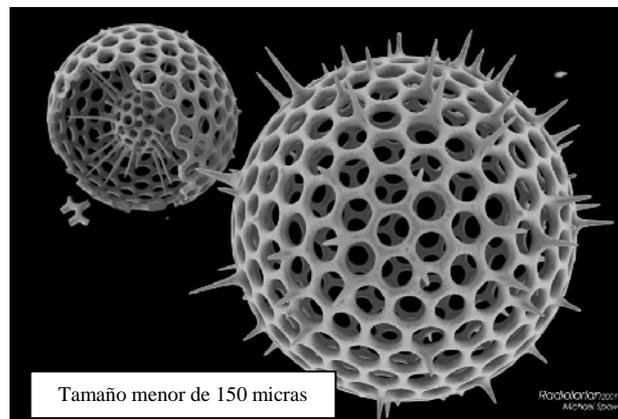


Figura 4. 5 Radiolarios (Spaw, 2001)

Los sedimentos silíceos (diatomeas y radiolarios) se encuentran principalmente en latitudes altas y en el Pacífico Ecuatorial, se acumulan rápidamente durante el verano cuando la luz del sol persiste la mayor parte del día y la fuente de nutrientes de sílice se mantiene por una rápida circulación convectiva (Turekian, 1976). En esta región, la acumulación de estos sedimentos puede ser marcadamente mayor que en cualquier piso oceánico a una profundidad de más de 600 m.

En sedimentos donde la componente biogénica principal es el silíceo, por ejemplo en la opalina (opaline) (dióxido de silicio hidratado: $SiO_2 \cdot nH_2O$) y en esqueleto de organismos esponja (bentico) son encontrados en la plataforma continental y organismos planctónicos en el talud y mar profundo.

El cieno silíceo cubre aproximadamente 14% del piso oceánico. El cieno de diatomeas también se ha encontrado con materiales terrígenos en el perímetro del continente y los cienos de radiolarios en la región ecuatorial. Parecido a los esqueletos calcáreos, los microfósiles de silíceo son sujetos a disolución en aguas profundas. Los factores que controlan la disolución son complejos y generalmente no relacionados con la profundidad (Seibold y Berger, 1982); en general, las diatomeas se disuelven más fácilmente que los radiolarios.

Los sedimentos silíceos pueden ser fácilmente identificados al observarse en el microscopio (Seibold y Berger, 1982). Dicha observación puede también proveer una base para estimar el porcentaje por volumen de los componentes de silicio en el sedimento. Sin embargo, a diferencia de los sedimentos calcáreos en que una prueba de ácido clorhídrico puede ser realizada (Chaney y otros, 1981), no existe una prueba rápida y simple para la medición exacta del porcentaje por peso en los depósitos de silicio, siendo necesario emplear técnicas rigurosas de análisis, como es el caso del método de rayos-X fluorescente.

Como se indica en la carta de clasificación el cieno silíceo conteniendo menos del 10% de material no biogénico es simplemente llamado cieno silíceo, pero si los componentes no biogénicos exceden del 10%, un prefijo apropiado debe ser adicionado a la descripción de los sedimentos. Además, si hay al menos 10% de esqueletos calcáreos identificables presentes en los sedimentos de silicio, deben ser mencionados en la descripción del sedimento. Por ejemplo, un sedimento compuesto del 8% de arcillas, 67% de cieno silíceo y 25% de foraminíferos calcáreos es: cieno silíceo con foraminíferos calcáreos; con 30% de arcillas, 43% de depósitos silíceos y 27% de depósitos calcáreos, es clasificado como: cieno silíceo arcilloso ($CSiO_z$) con material calcáreo.

Debido a que el limo y arenas calcáreas o partículas de esqueletos silíceos en sedimentos biogénicos son porosos y frágiles, es difícil determinar su granulometría con el tamizado o por técnicas de sedimentación. El último método es particularmente complicado porque los esqueletos porosos tienden a flotar en el agua, representando un problema al utilizar el SUCS.

En el caso del cieno biogénico arcilloso, es posible realizar pruebas para obtener el límite líquido y el límite plástico e incluir los resultados en la descripción de los sedimentos (por ejemplo: cieno arcilloso calcáreo ($CCaO_z$) de baja plasticidad).

4.1.2.3 Sedimentos hidrogénicos

El tercer grupo en el esquema de clasificación consiste de depósitos hidrogénicos que se generan por precipitación química del agua de mar o por agua intersticial en los sedimentos, son producto de alternaciones diagenéticas debido a reacciones químicas después de la depositación. Dentro de los sedimentos hidrogénicos están las *evaporitas* (formadas por cloruros y sulfatos de sodio y calcio), las *fosforitas* (phosphorites), los *nódulos ferromagnesianos* y las *zeolitas*.

Las evaporitas y los depósitos de carbonatos no esqueléticos (caliche y calcreta) se encuentran únicamente en aguas poco profundas, las fosforitas en áreas arrecifales y en las elevaciones de montañas del mar y los nódulos ferromagnesianos y zeolitas principalmente en el mar profundo.

Las evaporitas son producto de la evaporación del agua de mar en áreas semicerradas tales como los lagos de las costas y mares salados en las elevaciones continentales. Una zona de gran importancia son las evaporitas formadas en el Mediterráneo, que fueron parcialmente aisladas del Atlántico hace cerca de 6 millones de años (Seibold y Berger, 1982). Los sedimentos de evaporitas comunes son el cloruro de sodio (halita) (halite), carbonato de calcio (aragonita) inducido por algas y moluscos en pequeños volúmenes y sulfato de calcio (anhidrita y yeso).

Los depósitos de calcio no esqueléticos son formados cuando una gran temperatura y bajo contenido de dióxido de carbono (CO_2) en el agua de mar crea una condición propicia para la precipitación del

carbonato de calcio. Estas condiciones ocurren en las Bahamas donde el agua es caliente y muy alcalina. La presencia de algas en aguas someras contribuye a este proceso creando el propicio balance químico que promueve la precipitación de los carbonatos como costras en las algas (Seibold y Berger, 1982). En las Bahamas, las agujas de aragonita (de unos cuantos micrómetros de largo) se cree que se formaron por el rompimiento de ciertas algas.

Otros depósitos pertenecientes a este grupo son las *arenas oolíticas*, que son muy comunes en la costa de Bahamian y consisten de arenas con tamaño de aproximadamente 0.3 mm de diámetro con partículas esféricas llamadas oolitas (ooliths), formadas de capas concéntricas de agujas de aragonita y material orgánico.

Como se mencionó en la sección de sedimentos bioclásticos, oolitas y agujas de aragonita pueden ser clasificadas como arenas calcáreas y limos, respectivamente; sin embargo, porque ellos son depósitos carbonatados no esqueléticos, son considerados en el grupo de sedimentos hidrogénicos en vez de sedimentos bioclásticos (Seibold y Berger, 1982).

Los nódulos ferromagnesianos que consisten principalmente de precipitaciones minerales en el agua de mar son llamados **sedimentos autógenos**. Se forman en la superficie del fondo del mar con tamaños que van desde micronódulos, pasando por el tamaño de una papa (nódulos duros negros) o hasta con un peso sobre los 850 kg que han sido encontrados (Seibold y Berger, 1982). Su origen se relaciona con una condición compleja geoquímica existente en el mar profundo, que causa la precipitación de la mezcla de metal alrededor del núcleo tal como pequeños huesos y dientes, el nódulo entonces crece en capas concéntricas. En adición al manganeso y hierro, los nódulos contienen níquel, cobre, cobalto, plomo, zinc, molibdeno y otros metales. El rango de crecimiento de los nódulos de manganeso se estima desde 1 mm por 1,000 años a 1 mm por un millón de años (Kennett, 1982).

Otro componente autógeno en los sedimentos del mar profundo es la *zeolita*, que es un mineral aluminico-sílico hidratado, que se presentan en los sedimentos marinos como producto alterado de vidrio y ceniza volcánica. Dos formas comunes de zeolita son la *filipsita* y la *clinoptilotita* (clinoptilotite). La zeolita se presenta en forma de cristales con tamaño de limos dentro de arcillas pelágicas del piso oceánico particularmente en el Pacífico sur donde el rango de sedimentación es muy bajo.

Las *fosforitas* son comúnmente encontradas en elevaciones continentales, pendientes y cimas de montañas marinas como nódulos del tamaño de arenas y gravas. Contienen normalmente de 20 a 30% de óxido fosfórico (P_2O_5) (Seibold y Berger, 1982). Son consideradas como hidrogénicas porque fueron depositadas como resultado de procesos químicos en el agua de mar o como biogénicas porque algunos son compuestos de depósitos de fosfato duro producto de los desechos de peces y caparazones de crustáceos.

4.1.2.4 Distribución de los sedimentos alrededor del mundo según su origen

Aunque ya se mencionaron muchos de los lugares donde se localizan cada tipo de sedimentos, una distribución generalizada a través de los océanos de la Tierra se muestra en la Fig. 4.6 (Gross, 1977). Los sedimentos que contienen más del 30% de componentes biogénicos por volumen son clasificados como *cielos* (oozes); cielo de foraminíferos si las conchas de foraminíferos son las que predominan; cielo de globigerina si la mezcla de foraminíferos y cocolitos predomina y cielo de diatomeas, si las diatomeas son las abundantes.

Otra distribución más particular de sedimentos en el Atlántico norte y Pacífico norte, es resumida por Keller (1967), como se muestra en las Fig. 4.7 y 4.8. Algunas de las propiedades físicas de estos sedimentos (resistencia al cortante, contenido de agua y peso específico) son también presentadas por Keller, quien encontró algunos grados de correlación entre estas propiedades, el tipo de sedimento, las corrientes y la topografía local.

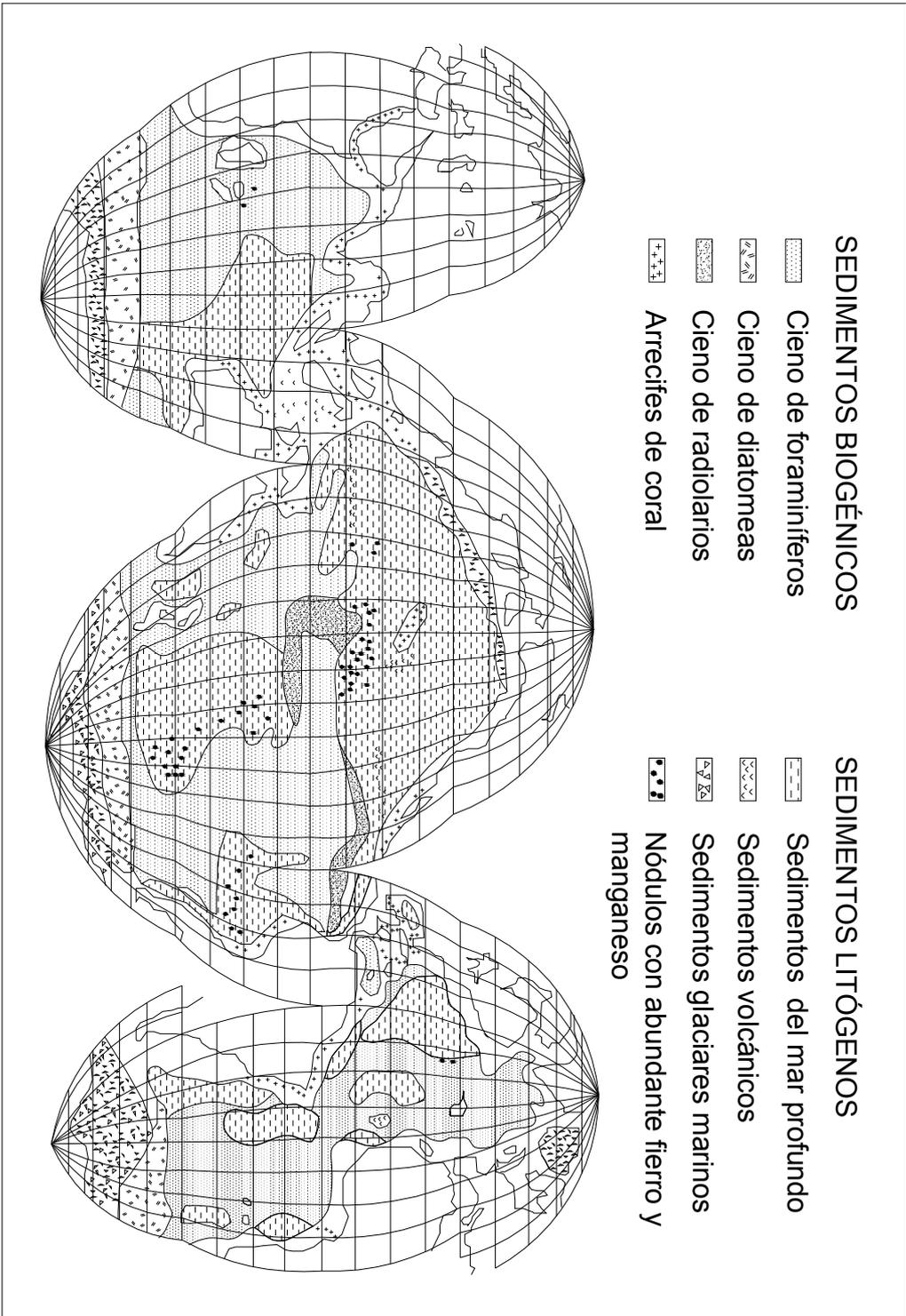


Figura 4. 6 Distribución de sedimentos en los océanos (Gross, 1977)

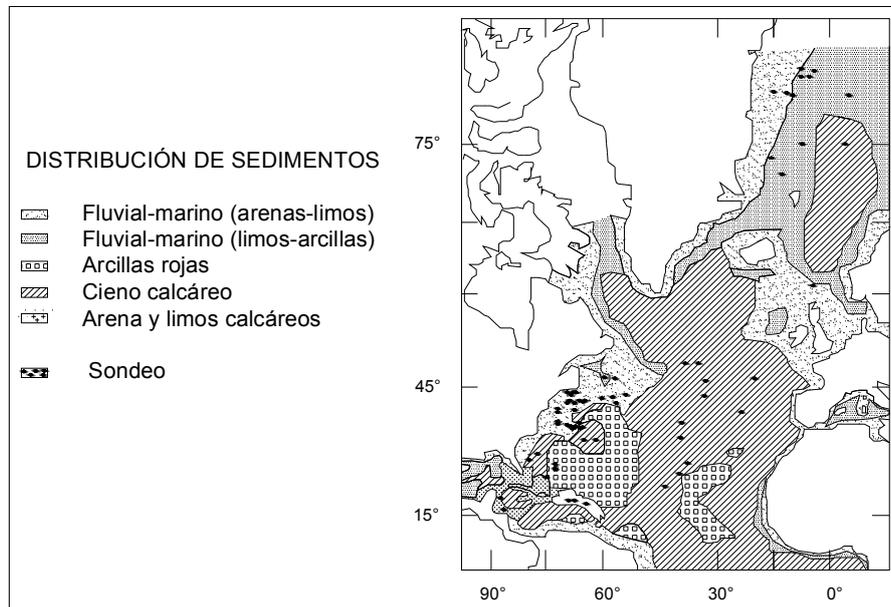


Figura 4.7 Distribución de sedimentos en el océano del Atlántico norte (Keller, 1967)

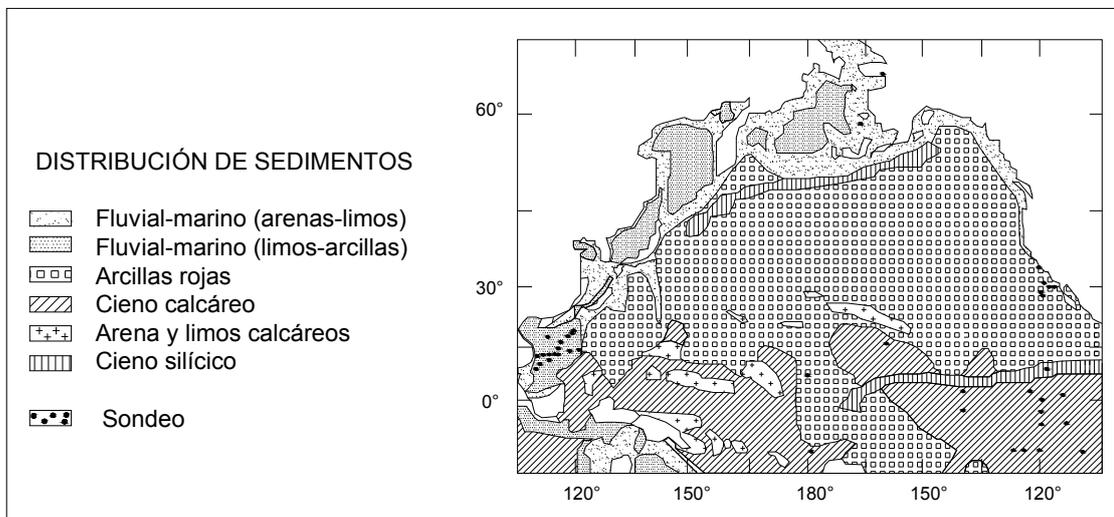


Figura 4.8 Distribución de sedimentos en el océano del Pacífico norte (Keller, 1967)

La Tabla 4.6 resume la composición de los sedimentos en el océano profundo y su relativa abundancia. La distribución de sedimentos oceánicos con el tirante de agua es mostrada en la Fig. 4.9 (Gross, 1977). Los sedimentos calcáreos son más comunes relativamente en aguas poco profundas, pero a grandes profundidades el tipo de sedimentos predominantes son las arcillas cafés, ya que como se mencionó el carbonato de calcio es fácilmente disuelto en aguas cuya profundidad sea mayor a los 5,000 m.

Tabla 4.6 Cantidad y composición de sedimentos en el océano profundo (Gross, 1977)

CONSTITUYENTES	CIENO CALCÁREO (%)	CIENOS SILÍCICOS		CIENO CAFÉ
		DIATOMEAS (%)	RADIOLARIOS (%)	
Biogénicos				
Calcáreos	65	7	4	8
Silíceo	2	70	54	1
Litógenos e Hidrogénicos	33	23	42	92
Abundancia de los sedimentos en el océano profundo	48		14	38

El rango de acumulación de los sedimentos en los tres océanos más grandes fue estimado por Griffin y otros (1968) mostrado en la Tabla 4.7. Hay una gran variación en estas velocidades de acumulación con respecto a las áreas más productivas del Pacífico Ecuatorial que típicamente acumulan 15 mm o más por 1,000 años, mientras algunas partes del Atlántico norte acumulan menos de 1 mm por 1,000 años.

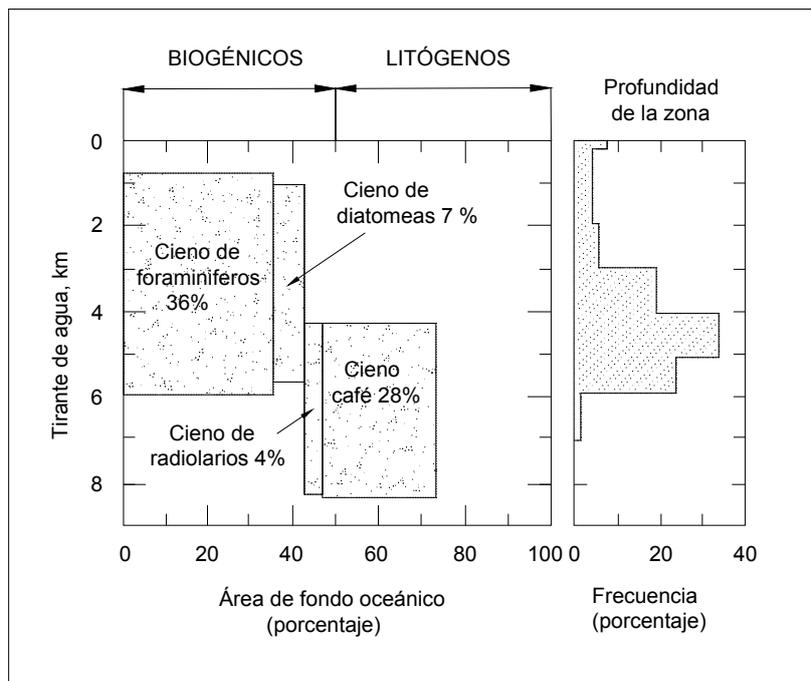


Figura 4.9 Distribución de los sedimentos con el tirante de agua (Gross, 1977)

Tabla 4.7 Velocidad de acumulación de sedimentos en los océanos (Griffin y otros, 1968)

OCÉANO	VELOCIDAD DE ACUMULACIÓN EN mm POR 1,000 AÑOS
Atlántico	0.2 – 7
Pacífico	0.3 - 23
Índico	0.6 – 1

4.1.3 Clasificación por el contenido de carbonatos

Varios sistemas de clasificación se han desarrollado con base en los sedimentos calcáreos y carbonatados. De los primeros fue el propuesto por Fookes y Higginbotham (1975) considerando además el tamaño del grano y el endurecimiento posterior a la depositación como los principales parámetros para la ingeniería, aunque de importancia secundaria consideraron otros factores tales como la composición mineralógica, origen y resistencia. Ellos hacen referencia a trabajos previos de Krynine (1948) y Pettijohn (1957).

El sistema mencionado fue extendido por Clark y Walker (1977) basado en tres parámetros: tamaño del grano, contenido de carbonatos y resistencia. Consideraron que la palabra arcilla, limo, arena y grava son puramente indicativos del tamaño del grano y no de la mineralogía.

En suelos marinos decir sedimentos *calcáreos* es que su origen es carbonatado y *silíceo* es de origen de los silicatos. La diferencia entre calcáreo y carbonatado depende del porcentaje de material que sea soluble al ácido clorhídrico. Un material que reacciona con una solución de agua con el 10% de ácido clorhídrico se le denomina *carbonatado*; con una solución del 10 al 50% se considerado *carbonatado silíceo (calcáreo)*; del 50 al 90% *silíceo calcáreo* y con más del 90% son los *silíceos* (Clark y Walker, 1977).

La importancia de conocer el contenido de carbonatos en los sedimentos es para determinar su comportamiento. Según Demars y otros (1976), encontraron que, para contenidos de carbonato superior al 40%, los suelos presentan esencialmente un comportamiento granular, mientras los suelos con menos del 40% de contenido de carbonatos tienden a presentar un comportamiento cohesivo, estableciendo que el contenido de carbonatos es una propiedad índice y debe ser realizada de manera rutinaria.

Una versión modificada del sistema de Clark y Walker fue elaborada por King y otros (1980) resultando ser de los más completos e incluye los términos de la Tabla 4.8.

Tabla 4.8 Descripción de sedimentos carbonatados (King y otros, 1980)

1	Tamaño de grano de la fracción promedio	Fina / media / gruesa
2	Nombre	Ver diagrama de clasificación
3 ^a	Grado de endurecimiento (Depósitos de grano fino)	Muy blando / blando / firme / rígido / muy rígido / duro
	Grado de cementación	Débil / fuerte / extra fuerte
3b	(Depósitos de grano medio-grueso)	No cementado / muy débilmente cementado / débilmente cementado
		Firmemente cementados / bien cementados / duramente cementados
4	Estratificación y laminación	Laminación delgada / laminado / estratificación delgada / estratificación media / estratificación gruesa
5	Origen de carbonatos (Depósitos de grano medio-grueso)	Bioclástico / clástico / oolítico / rifoidal
6	Color	Carta de color de suelo de Munsell
7	Fracción menor	Limpio / fangoso (muddy) / limoso / arenoso / gravoso

El nombre del material esta basado en el esquema de Clark y Walker y la clasificación esta indicada en la Fig. 4.10 para sedimentos con un contenido mayor al 90% de carbonatos.

		GRANO FINO						GRANO MEDIO-GRUESO																					
		0.002 mm		0.006 mm		0.02 mm		0.06 mm		0.2 mm		0.6 mm		2 mm		6 mm		20 mm		60 mm		Grado de cementación		Resistencia de cono qc, MN m ⁻²					
		Fina		Media		Gruesa		Fina		Media		Gruesa		Fina		Media		Gruesa											
SUELO	Grado de endurecimiento	Muy débilmente endurecidos		Débilmente endurecidos		Firmemente endurecido		Bien endurecido														0 - 2		2 - 4		4 - 10		> 10	
	Resistencia de cono qc, MN m ⁻²																												
		Cieno carbonatado		Limo carbonatado				Arena carbonatada		Grava carbonatada												Muy débilmente cementados		Débilmente cementados		Firmemente cementados		Bien cementados	
		Lodolita (Calcilutite) Cieno carbonatado		Lutita o Limolita (Calcisiltite) Limo carbonatado				Arenisca (Calcarenita) Arena carbonatada Clástica / Bioclástica / Oolítica		Conglomerado o Brecha (Calcirudite) Clástica / Bioclástica																			
ROCA		Caliza de grano fino						Caliza detrítica Clástica / Bioclástica / Oolítica						Caliza conglomerado Clástica / Bioclástica															
		Caliza cristalina						Caliza cristalina																					

Figura. 4.10 Clasificación de sedimentos carbonatados (90-100% de carbonatos) (King y otros, 1980)

Dependiendo del espesor de la estratificación y laminación, emplean la siguiente escala (Tabla 4.9):

Tabla 4.9 Escala para determinar la Estratificación y Laminación (King y otros, 1980)

ESTRATIFICACIÓN	ESPESOR, m
Estratificación muy gruesa	>2
Estratificación gruesa	0.6-2
Estratificación media	0.2-0.6
Estratificación delgada	0.060-0.2
Estratificación muy delgada	0.02-0.06
Laminada	0.006-0.02
Laminación delgada	<0.006

Con respecto al origen de los materiales calcáreos o carbonatados se apoyan en algunos de los siguientes términos:

Clástico: Sedimentos consistentes de granos que tienen un origen inorgánico y han sido transportados y depositados como granos.

Bioclástico: Sedimentos consistentes de granos que tienen un origen orgánico y han sido transportados y depositados como granos, fósiles y fragmentos de fósiles.

Oolítico: Sedimentos de carbonatos precipitados químicamente consistentes de granos cubiertos que pueden o no tener un núcleo. Los granos bien redondeados tienen generalmente un diámetro menor a los 2 mm.

Rifoidal (Reefoidal): Rocas cuyo origen de sus componentes fueron adheridos durante la deposición por actividades orgánicas, como se manifiesta por la presencia de material esquelético intercalado y permaneciendo sustancialmente en posición de crecimiento.

4.1.3.1 Perfil de los sedimentos calcáreos

La Fig. 4.11 muestra un perfil típico de un sondeo geotécnico de uno de los sitios conteniendo arenas y limos calcáreos. Algunas de las características más importantes son:

- a) Están presentes bandas cementadas ocasionalmente dentro de capas no cementadas;
- b) Capas no cementadas muestran valores de resistencia muy bajos a la penetración del cono eléctrico;
- c) Se da el caso que si se mide el ángulo de fricción interna con el cono eléctrico, puede reportar valores muy altos en las inmediaciones del lecho marino.

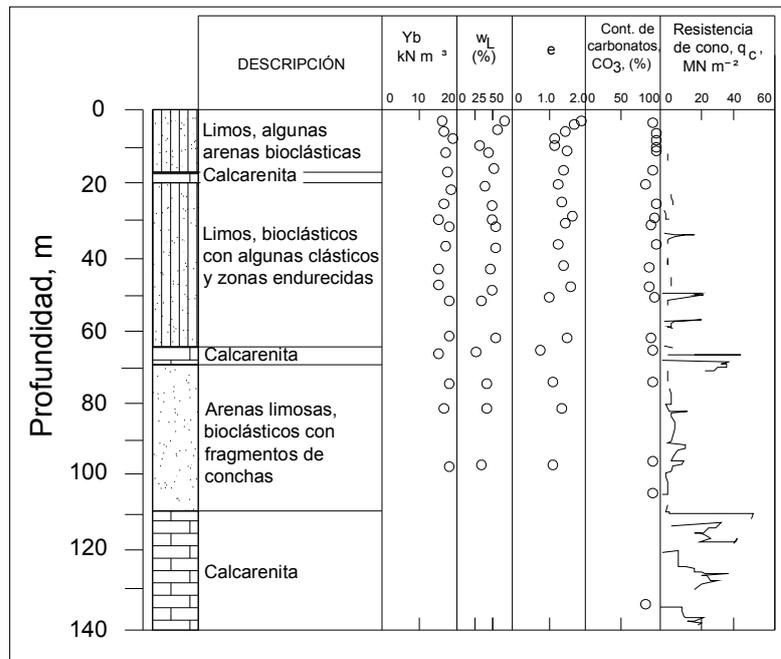


Figura 4.11 Perfil geotécnico de la plataforma continental al noroeste de Australia (Poulos, 1988)

4.2 Propiedades índice de algunos suelos marinos

Meyerhof (1979) resumió algunos datos de las características de plasticidad de arcillas cerca y fuera de costa, como se muestra en la Fig. 4.12. Varios de estos suelos están representados por líneas punteadas porque están ubicados burdamente, estas líneas localizadas paralelamente arriba de la línea A en la carta de plasticidad, indican que son arcillas inorgánicas de alta plasticidad y compresibilidad. Las arcillas del Atlántico, Báltico y Pacífico este se localizan bajo la línea A, reflejando su alto contenido orgánico. Hay algunas evidencias que sugieren que el índice de plasticidad se incrementa con el tirante de agua (Olsen y otros, 1982). Esto no es común para el índice de liquidez (I_L) de arcillas marinas blandas que están en el rango de 1-1.5, pero en arcillas rígidas, el índice de liquidez puede ser menor y aún menor que cero.

Richards y otros (1975) resumieron algunos datos índices de suelos marinos de varios lugares y los datos relevantes son los indicados en la Tabla 4.10 y 4.11. El peso específico relativo de las arcillas y partículas limosas generalmente varían entre 2.60 y 2.75; con un valor promedio de 2.67 para terrígenos y depósitos cercanos a la costa y 2.70 en arcillas rojas del mar profundo (Hamilton, 1974).

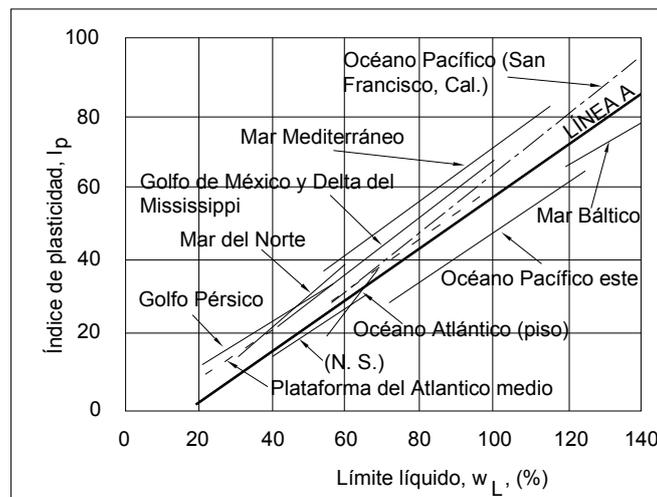


Figura. 4.12 Plasticidad para arcillas costa afuera (Meyerhof, 1979)

Tabla 4.10 Propiedades geotécnicas de limos arcillosos, Depresión (trough) de San Diego (Richards y otros, 1975)

PROPIEDADES	NÚMERO DE ANÁLISIS	PROMEDIO	DESVIACIÓN ESTÁNDAR	RANGO	
				MÍNIMO	MÁXIMO
Arena, porcentaje > 62 μ	44	11	3	1	17
Limo, porcentaje 2 - 62 μ	44	61	6	52	77
Arcilla, porcentaje < 2 μ	44	35	7	15	46
Relación de vacíos	226	3.4	0.6	1.3	4.7
Contenido de agua	583	125	28	43	249
Límite líquido	58	111	19	50	144
Límite plástico	58	47	6	35	59
Índice de plasticidad	58	64	6	14	85
Peso volumétrico <i>in situ</i> , Mg m ⁻³	1044	1.27	0.04	1.21	1.35

Tabla 4.11 Propiedades geotécnicas de arcillas limosas, Golfo de Maine, plataforma continental: tirante de agua 245-287 m (Richards y otros, 1975)

PROPIEDAD	NÚMERO DE ANÁLISIS	PROMEDIO	DESVIACIÓN ESTÁNDAR	RANGO	
				MÍNIMO	MÁXIMO
Arena, porcentaje > 62 μ	162	<1	1	0	7
Limo, porcentaje 2 - 62 μ	162	44	11	23	75
Arcilla, porcentaje < 2 μ	162	56	11	29	77
Relación de vacíos	224	4.2	0.5	2.5	6.2
Contenido de agua	496	163	25	87	322
Límite líquido	32	124	17	67	142
Límite plástico	32	47	5	29	53
Índice de plasticidad	32	78	13	38	91
Peso volumétrico <i>in situ</i> , Mg m ⁻³	224	1.33	0.04	1.24	1.5

4.3 Propiedades índice en sedimentos de la zona de Cantarell, en la Sonda de Campeche

Por ser el área marina de mayor interés económico en nuestro país debido al desarrollo de la industria petrolera se tomaron como ejemplo las propiedades índice de sedimentos marinos pertenecientes a la plataforma continental del Golfo de México en la Sonda de Campeche particularmente de la zona de Cantarell; para lo cual, se seleccionaron 20 sondeos geotécnicos, cuya profundidad promedio de perforación fue de 125 m, ubicados entre las latitudes 19°21' a 19°26' N y longitudes 92°00' a 92°05' W, (Cano, 2003); siendo las siguientes: Contenido de agua (w en %); Límite líquido (w_L en %); Límite plástico (w_p en %); Índice de plasticidad (I_p en %); Índice de rigidez (I_r); Índice de liquidez (I_L); Contenido de carbonatos (CO_3 %); Peso volumétrico sumergido (γ'); Grado de saturación (S_r) y Relación de vacíos (e).

A continuación se enlista la estratigrafía típica de esta zona, según la Tabla 4.12, donde se identifican 12 estratos con intercalaciones de arcillas y arenas, siendo necesario haber realizado pruebas índice para complementar su descripción.

Tabla 4.12 Estratificación típica de la zona de Cantarell (Cano, 2003)

ESTRATO	PROFUNDIDAD, m		ESPESOR DEL ESTRATO, m	DESCRIPCIÓN
	DE	A		
I	0.0	11.6	11.6	Arcilla calcárea, de muy blanda a blanda
II	11.6	14.0	2.4	Arena limosa carbonatada silícica compacta
III	14.0	30.0	16.0	Arcilla calcárea muy firme
IV	30.0	45.5	15.5	Arena fina a arena fina limosa calcárea de muy compacta a compacta
V	45.5	53.3	7.8	Arcilla calcárea muy firme
VI	53.3	58.5	5.2	Arena fina limosa carbonatada silícica muy compacta
VII	58.5	76.5	18.0	Arcilla calcárea de muy firme a dura
VIII	76.5	80.5	4.0	Arena limosa carbonatada silícica compacta
IX	80.5	89.0	8.5	Arcilla calcárea dura
X	89.0	94.2	5.2	Arena fina limosa carbonatada silícica de compacta a muy compacta
XI	94.2	109.1	14.9	Arcilla calcárea dura
XII	109.1	122.2	13.1	Arena fina compacta

Contenido de agua. En la Fig. 4.13 se muestra la variación del contenido de agua, w , con respecto a la profundidad, hay que resaltar que en el primer estrato se encuentra en el rango de 60 al 100%, mientras que a mayor profundidad tiende a disminuir en un rango entre 20 a 60%.

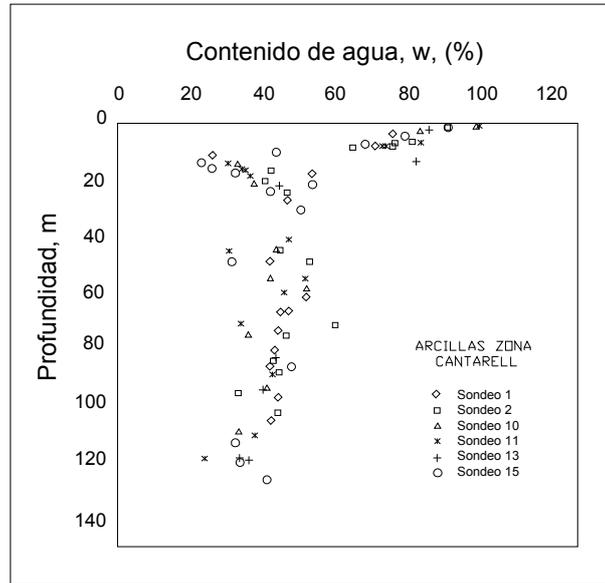


Figura 4.13 Variación del Contenido de agua, w , con la Profundidad (Cano, 2003)

Índice de plasticidad. Con respecto al Índice de plasticidad ($I_p = w_L - w_P$), en el primer estrato se obtuvo entre 18 y 66% y posteriormente de 13 a 80% (Fig. 4.14).

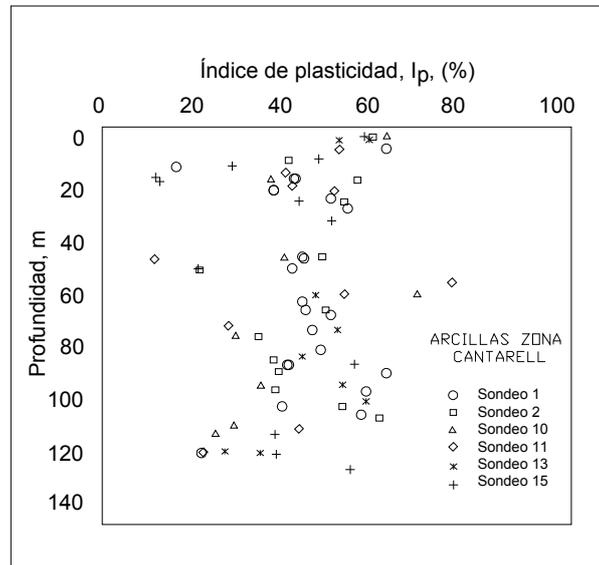


Figura 4.14 Variación del Índice de plasticidad, I_p , con la Profundidad (Cano, 2003)

Índice de rigidez. El Índice de rigidez (Fig. 4.15), es utilizado generalmente para determinar algunas propiedades dinámicas, fue obtenido mediante la relación $I_r = (w_L - w) / I_p$.

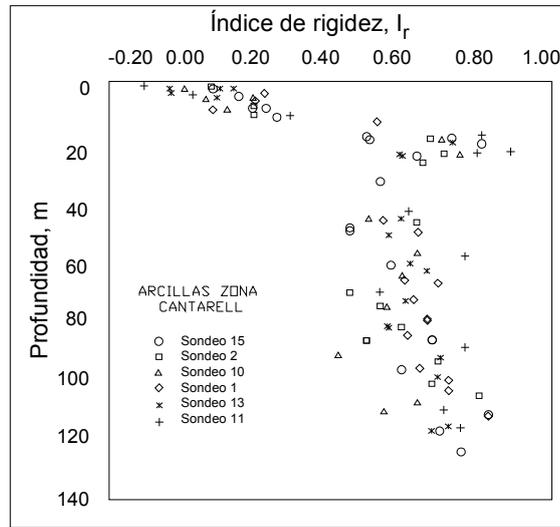


Figura 4.15 Variación del Índice de rigidez, I_r , con la Profundidad (Cano, 2003)

Índice de liquidez. A su vez, el índice de liquidez, se calculó a partir del índice de rigidez ($I_L = 1 - I_r$). Su variación es representada en la Fig. 4.16. Considerando los resultados de la Fig. 4.15, las arcillas cercanas al lecho marino tienen contenidos de agua cercanos al límite líquido y por lo tanto, el I_r tiene valores cercanos a cero, mientras que a mayor profundidad el índice de rigidez crece, con valores entre 0.50 a 0.90.

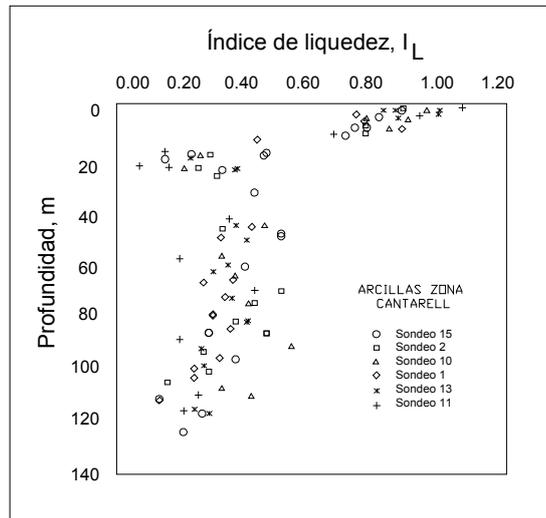


Figura 4.16 Variación del Índice de liquidez, I_L , con la Profundidad (Cano, 2003)

Con los valores del límite líquido e índice de plasticidad, se graficaron en la Carta de Plasticidad (Fig. 4.17) arrojando en su mayoría una clasificación de arcillas inorgánicas de alta plasticidad (CH).

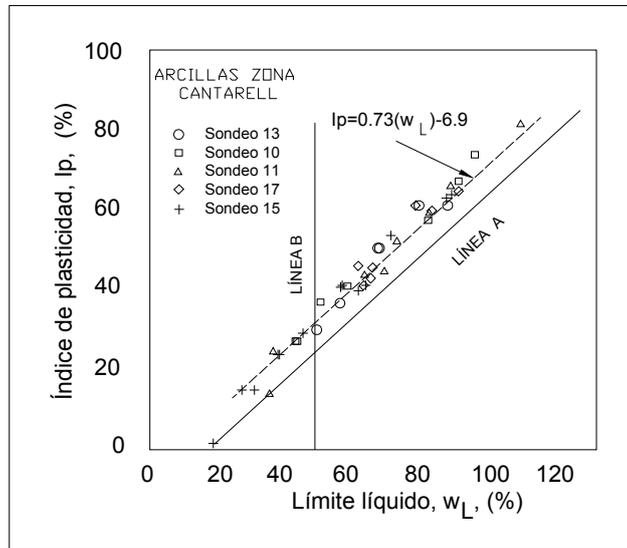


Figura 4.17 Clasificación de las arcillas en la zona de Cantarell (Cano, 2003)

Contenido de carbonatos. Fue determinado mediante la solubilidad del ácido clorhídrico, la Fig. 4.18 indica su variación, donde la mayoría de las arcillas seleccionadas se encontraron en el rango de 15 a 45%, según la clasificación de Clark y Walker (1977), corresponden a arcillas calcáreas, ya que el contenido de carbonatos no es mayor del 50%.

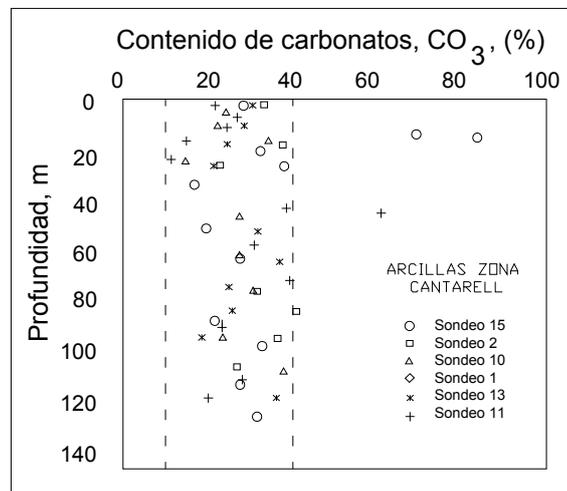


Figura 4.18 Variación del Contenido de carbonatos, CO_3 , con la Profundidad (Cano, 2003)

Peso volumétrico sumergido. En el primer estrato, su valor fue entre 1.8 a 3.6 g cm⁻³ (4 a 8 kN m⁻³), para los siguientes estratos se ubicó de 2.7 a 4.5 g cm⁻³ (6 a 10 kN m⁻³) (Fig. 4.19). La relación empleada para calcular estos valores fue:

$$\gamma' = \gamma_w \left[\frac{G_s(1+w)}{1+wG_s} \right] - \gamma_{wsalada} \quad (4.1)$$

Donde γ' es el peso volumétrico sumergido, γ_w es el peso volumétrico del agua, $\gamma_{wsalada}$ es el peso volumétrico del agua salada, w es el contenido de agua y G_s la densidad de sólidos.

Sin embargo, los valores por medición directa en laboratorio fueron similares.

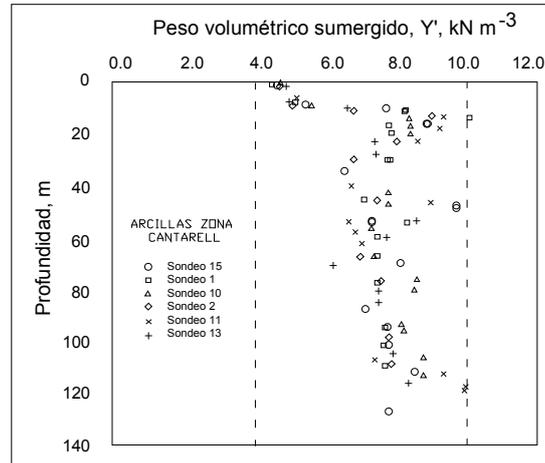


Figura 4.19 Variación del Peso volumétrico sumergido, γ' , con la Profundidad (Cano, 2003)

Peso específico relativo o densidad de sólidos. Obtenido en el laboratorio se encontró dentro del intervalo de 2.74 a 2.78.

Grado de saturación. Debido a que la zona indicada se encuentra sometida a un tirante de agua entre 40 y 50 m, el grado de saturación, S_r , en las arcillas resulto superior al 95%, por lo que la mayoría de los materiales están prácticamente saturados.

La expresión para el cálculo de S_r es:

$$S_r = \frac{\gamma_m - \left[\frac{\gamma_m}{1+w} \right]}{\gamma_w \left[1 - \frac{\gamma_m}{\gamma_w G_s (1+w)} \right]} \quad (4.2)$$

Los valores de S_r resultaron mayores al 95%, lo cual se confirmó con los obtenidos en el laboratorio.

Relación de vacíos. Su variación fluctuó entre 0.84 a 2.17 como se observa en la Fig. 4.20.

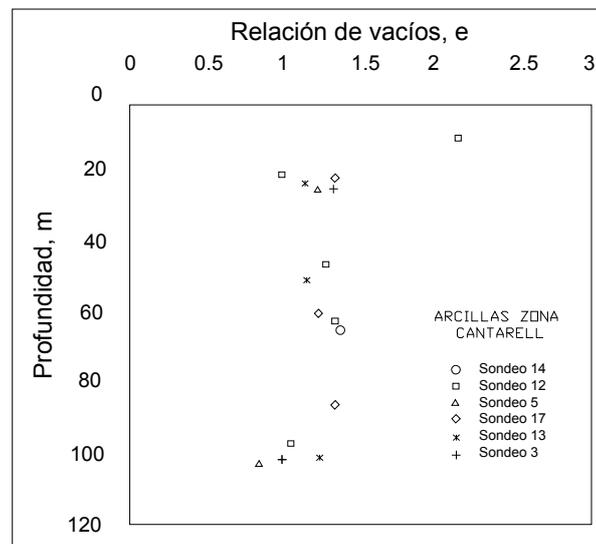


Figura 4.20 Variación de la Relación de vacíos, e , con la Profundidad (Cano, 2003)

4.4 Resumen del capítulo

- La clasificación de los suelos marinos puede ser por: 1) *tamaño de la partícula* (escala de Wentworth); 2) *por su origen* (carta de clasificación de Noorany) y 3) *por el contenido de carbonatos* (Clark y Walker) (King y otros).

- Los sedimentos marinos por su origen se clasifican en:

Litógenos: provenientes de rocas terrestres, para su identificación se apoya en el SUCS, a su vez se subdividen en *arcillas pelágicas* que se localizan en aguas profundas y en *sedimentos terrígenos* con partículas de grava, arena, limos y arcillas transportados desde tierra por los ríos, corrientes y viento y en los océanos por las corrientes de turbidez o glaciares.

Biogénicos: compuestos básicamente por residuos de plantas o animales marinos (corales, algas, conchas, etc.) se pueden identificar con análisis químicos y vistos al microscopio. Se subdividen en *arenas y gravas bioclásticas* localizadas en zonas costeras y en *cielos pelágicos* con tamaño de limos y arcillas localizados en aguas más profundas. A su vez los cielos pueden ser *calcáreos* y *silícicos*. Los calcáreos compuestos principalmente por calcita (carbonato de calcio) donde encontramos a los *foraminíferos*, *cocolitóferas* y a los *pterópodos*. En los silícicos están las *diatomeas*, *radiolarios*, *esponjas* y *silicoflagelados*. Después de los 5,000 m de tirante de agua ya no es posible localizar ningún tipo de cieno debido a que son disueltos en el agua.

Hidrogénicos: se generan por precipitación química del agua de mar, como las *evaporitas*, *fosforitas*, *arenas de oolitas*, *nódulos ferromagnesianos* y *las zeolitas*.

- Los *suelos gruesos* (tamaño mayor que las arenas) generalmente se localizan en aguas someras y *suelos finos* (arcillas y limos) en aguas profundas, en esta distribución existe la influencia del perfil batimétrico y de aspectos locales.

- Los *sedimentos calcáreos* son muy comunes en la zona litoral y plataforma marina presentando un comportamiento friccionante y produciendo cementantes para otros tipos de suelos, con límites

líquidos bajos (menor de 40%) e índices de plasticidad menores de 20% con valores de ϕ mayores a los 40° con el índice de compresión disminuyendo al aumentar el contenido de carbonatos.

- Las *arcillas marinas* tienden a presentar límites líquidos altos (mayor a los 140%) al igual que los índices de plasticidad, relación de vacíos mayores a 4, alta compresibilidad (C_c mayores de 1.0) debido a la saturación de sus poros y la forma lenta en que se sedimentaron.

4.5 Referencias

- Cano, G. M. (2003). Estudio del comportamiento Estático y Dinámico de los suelos arcillosos de la Sonda de Campeche. *Tesis Posgrado*, UNAM. México.
- Chaney, R. C., Slonim, S. M. y Slonim, S. S. (1981). Determination of calcium carbonate content in soils. *ASTM Special Technical Publication STP 777*. Am. Soc. for Testing and Materials. Philadelphia. Pa.
- Chaney, R. C., Slonim, S. S., and Slonim, S. M. (1982). Determination of calcium content in soils, *Symposium on Performance and Behavior of Calcareous Soils*, ASTM STP 777, K. R.
- Clark, A. R. y B. F. Walker. (1977). A proposed scheme for the classification and nomenclature for use in the engineering description of Middle Eastern sedimentary rocks. *Geotechnique* 17(1). P.p. 93-9.
- Demars, K. R. y Chaney R. C. (1981). Geotechnical properties, behavior and performance of calcareous soils. *ASTM Special Technical Publication STP 777*, Am. Soc. of Testing and Materials. Philadelphia. Pa. Pp 159-167.
- Demars, K. R., V. A. Nacci, W. E. Kelly y M. C. Wang. (1976). Carbonate content: an index property for ocean sediments. *Proc. 8th. Annual OTC, Houston*, Paper OTC 2627. P.p. 97-106.
- Fookes, P. G. y I. E. Higginbotham. (1975). The classification and description of near-shore carbonate sediments for engineering purposes. *Geotechnique* 25(2). P.p. 406-11.
- Griffin, J. J., H. Windom y E. D. Goldberg. (1968). *The distribution of clay minerals in the world ocean*. Deep-Sea Res. 15. P.p. 433-59.
- Gross, M. G. (1977). *Oceanography, a view of the Earth*, 2nd edn. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall.
- Hamilton E. L., R. T. Bachman, W. H. Berger, T. C. Johnson y L. A. Mayer. (1982). *Acoustic and related properties of calcareous deep-sea sediments*. J. Sed. Petrol. 52(3). P.p. 733-53.
- Hamilton, E. L. (1974). *Prediction of deep-sea sediment properties: state-of-the art*. In *Deep-sea sediments*, A. L. Inderbitzen (ed.) 1-43. New York: Plenum Press.
- Holtz, R. D. y Kovacs, W. D. (1982). *An introduction to geotechnical engineering*. Practice-Hall Inc. Englewood. N. Y.
- Jewell, R. J., Andrews, D. C. y Khorshid, M. S. (Ed.). (1988). Engineering for calcareous sediments. *Proc. Int. Conf. On Calcareous Sediments*. Inst. of Civ. Engrs., Australia y Int. Soc. for Soil Mech. and Found. Engrg., vols. 1 y 2.
- Keller, G. H. (1967). Shear strength and other physical properties of sediments from some ocean basins. *Proc. Civil Engineering in the Oceans*, ASCE, 391-417.
- Kennett, J. P. (1982). *Marine Geology*. Practice-Hall, Inc. Englewood, N. J.
- King, R. W., W. R. Van Hooydonk, H. J. Kolk, y D. Windle. (1980). Geotechnical investigations of calcareous soils of the North West Shelf, Australia. *Proc. 12th Annual OTC, Houston*, Paper OTC 2772, P.p. 303-13.
- Krynine, P. D. (1948). The megascopic study and field classification of sedimentary rocks. *J. Geol.* 56. P.p.130-65.
- Meyerhof, G. G. (1979). Geotechnical properties of offshore soils. *1st Can. Conf. Mar. Geotech. Engrg.*, P.p. 253-60.
- Noorany, I. (1985a). Shear strength properties of some deep-sea pelagic sediments. *ASTM Special Technical Publication STP883*. Am. Soc. for Testing and Materials. Philadelphia. Pa. P.p. 251-257.
- Noorany, I. (1985b). Side friction of piles in calcareous sand. *Proc. 11th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, Int. Soc. for Soil Mech. And Found. Engrg. Vol. 4. P.p. 1611-1614.

- Olsen, H. W., B. A. McGregor, J. S. Booth, A. P. Cardinell y T. L. Rice. (1982). Stability of near-surface sediment on the Mid-Atlantic upper continental slope. *Proc. 14th Annual OTC*, Houston. Paper OTC 4303. P.p. 21-35.
- Pettijohn, F. J. (1957). *Sedimentary rocks*, 2nd. Ed. New York: Harper.
- Poulos H. G. (1988). *Marine Geotechnics*. Ed. Unwin Hyman. Gran Bretaña.
- Rezak, R. (1974). Deep-sea carbonates. *Deep-sea sediments*. A. L. Inderbitzen (ed.). New York: Plenum Press. P.p. 453-61.
- Richards, A. F., H. D. Palmer y M. Perlow. (1975). Review of continental shelf marine geotechnics: distribution of soils, measurement of properties, and environmental hazards. *Mar. Geotech.* 1(1). P.p. 33-67.
- Round, F. E., Crawford R. M. y Mann D. G. (1990). *The Diatoms Biology & Morphology of the Genera*. Cambridge University Press. 1a. Reim. Great Britain. P.p. 213.
- Seibold, E. y W. H. Berger. (1982). *The seafloor-an introduction to marine geology*. Berlin: Springer-Verlag.
- Shepard, F. P. (1963). *Submarine Geology*. 2nd edn. New York: Harper and Row.
- Spaw, M. (2001). www.morphographic.com/Gallery/Images/Image-Radiolarian.jpg
- Wentworth C. K. (1922). *A Scale of Grade and Class Terms for Clastic Sediments*, J. Geol. XXX, 381.
- Singh J. P. y D. W. Quigley. (1983). Valdez silts: a challenge in design on offshore facilities. In *Geotechnical practice in offshore engineering*, S. G. Wright (ed.). P.p. 81-98. ASCE.
- Turekian, K. K. (1976). *Oceans*, 2nd edn. Englewood Cliffs, NJ: Prentice Hall.

4.6 Bibliografía

- Chaney R.C. (1991). *Sampling and preparation of marine sediments*. Foundation Engineering Handbook. Ed. Humboldt State University, 2a. Edition. USA.
- Noorany I. (1989). *Classification of marine sediments*. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, 115 (1). P.p. 23-37.
- Wang, J. L., V. Vivatrat y J. R. Rusher. (1982). Geotechnical properties of Alaska OCS silts. *Proc. 14th Annual OTC*, Houston. Paper OTC 4412. P.p. 415-33.

CAPÍTULO 5

5. PRUEBAS MECÁNICAS ESTÁTICAS

Como se ha venido mencionado, existen diferencias ambientales y de composición entre los sedimentos marinos y terrestres, siendo las principales:

1. Los sedimentos oceánicos tienen saturados sus poros con agua salina.
2. La composición de los sedimentos oceánicos contienen partículas biogénicas.
3. La velocidad de depositación es generalmente muy baja, especialmente en el mar profundo.
4. La alta presión y la baja temperatura ambiental de sedimentos oceánicos pueden modificar su estructura.

Consecuentemente se pudiera inferir que algunos de los aspectos del comportamiento ingenieril de los sedimentos marinos pueden diferir de los sedimentos terrestres. Sin embargo, existen evidencias de que el comportamiento fundamental entre ambos tipos de suelos es similar y que la mayoría de las correlaciones obtenidas pueden ser aplicadas en depósitos marinos.

5.1 Estado de esfuerzos *in situ* en depósitos marinos

Los suelos marinos pueden existir básicamente en tres estados de esfuerzo: los **normalmente consolidados**, **sobreconsolidados** y **parcialmente consolidados (o consolidación incompleta)** o frecuentemente referidos de **baja consolidación**. En el estado *normalmente consolidados*, la presión vertical efectiva σ'_v es igual a la presión de preconsolidación, P'_c , determinada de pruebas de consolidación en el laboratorio; en suelos *sobreconsolidados*, σ'_v es menor que P'_c y en suelos *parcialmente consolidados*, el esfuerzo vertical efectivo actuante es menor que $\sigma'_v = \gamma' z$ donde γ' es el peso volumétrico (específico) sumergido. De un modo muy general, se puede decir que los sedimentos en la plataforma y el talud continental se encuentran en un estado *sobreconsolidado*. Con respecto a los depósitos deltáicos se consideran en un estado *parcialmente consolidado* y los depósitos del plano abisal como *normalmente consolidados* (Fukuoka y Nakase, 1973). Por lo tanto, la presión efectiva de sobrecarga y la relación de sobreconsolidación, $OCR = P'_c / \sigma'_v$, juegan un papel muy importante para determinar el estado previo de esfuerzos a que han estado sometidos los sedimentos marinos (Ladd y Foott, 1974).

5.1.1 Mecanismos que producen sobreconsolidación

La *sobreconsolidación* en el suelo resulta de la remoción de esfuerzos después de haberse aplicado una sobrecarga como pudiera ser el caso al darse el proceso de erosión. Éste es el principal mecanismo en condiciones terrestres; bajo condiciones marinas, en aguas poco profundas, además de la erosión se da por efecto de las glaciaciones seguidas por deshielos o por cargas de oleaje; existiendo otros procesos de interés que pueden causar sobreconsolidación (o aparente sobreconsolidación):

- a) La cementación generada por adherencia química o por precipitación de agentes como son: carbonatos, aluminio y componentes de hierro. La cementación puede ser extremadamente importante en los suelos biogénicos calcáreos con un alto contenido de carbonato de calcio.
- b) Endurecimiento tixotrópico, que es un proceso que no está bien entendido, pero que genera un incremento de la resistencia con el tiempo. Los efectos tixotrópicos son muy evidentes en las montmorilonitas y poco observables en las caolinitas.

5.1.2 Posibles mecanismos de consolidación incompleta

Los procesos referidos aquí como *consolidación incompleta*, es una terminología que resulta engañosa, ya que se pudiera considerar como lo opuesto de la “*sobreconsolidación*”. La consolidación incompleta está generalmente asociada con la existencia de exceso de presión de poro (intersticial) en el suelo, tal que el esfuerzo vertical efectivo *in situ* $\sigma'_v = \sigma_v - u$ es menor que la presión efectiva de sobrecarga calculada por $\gamma'z$. Sangrey (1977) considera cuatro posibles mecanismos por lo que se puede presentar ésta situación, como se ilustra en la Fig. 5.1.

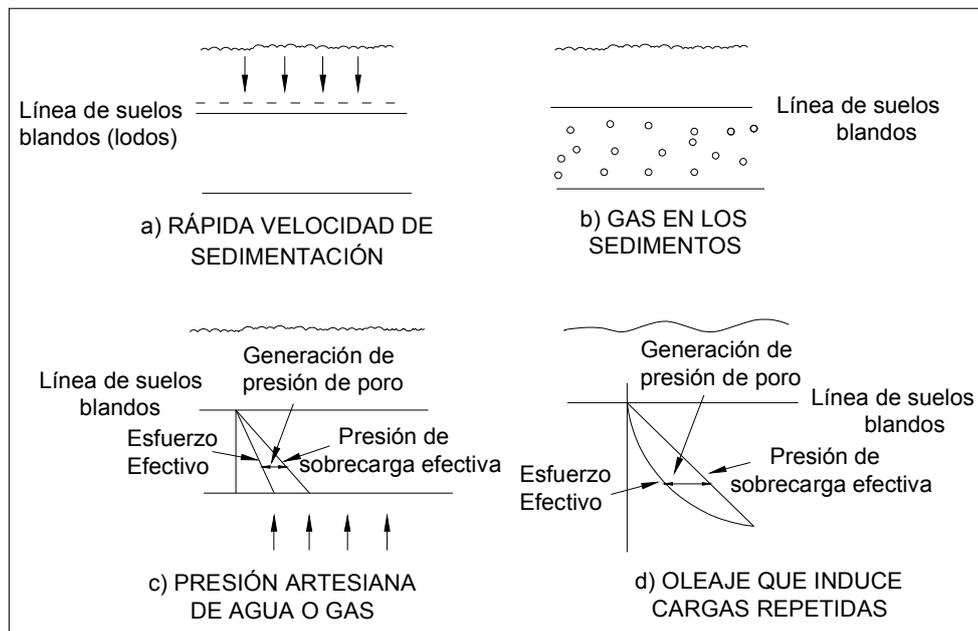


Figura 5.1 Posibles mecanismos de consolidación incompleta (Sangrey, 1977)

a) *Rápida velocidad de sedimentación:* Durante la sedimentación, el esfuerzo normal total y la presión de poro se incrementan, pero su disipación puede ser relativamente lenta, dependiendo del espesor de los sedimentos. Consecuentemente el esfuerzo vertical efectivo σ'_v es menor que el valor final ($\gamma'z$), como se ilustra en la Fig. 5.1a el suelo permanecerá parcialmente consolidado hasta que la sobrepresión de poro (u_e) se disipe y se establezca que $\sigma'_v = \gamma'z$; en este estado, los sedimentos tenderán a ser normalmente consolidados. La obtención teórica para u_e fue deducida por Gibson (1958), considerando las pequeñas deformaciones que se presentan durante la consolidación y más recientemente por otros investigadores buscando el mismo objetivo aplicaron la teoría del elemento finito (Schiffman y Pane, 1984).

b) *Gas en los sedimentos marinos:* La presencia de gas tiene una gran influencia en el estado de esfuerzos efectivos *in situ* del suelo debido a que la presión que genera puede ocasionar un incremento de la presión de poro y por lo tanto un decremento en el esfuerzo efectivo a un valor menor que el correspondiente valor para un suelo saturado. Consecuentemente el suelo puede estar en un estado de esfuerzos en que σ'_v resulta ser menor que $\gamma'z$. Cuando el gas biogénico se genera tratará de mezclarse con el agua de poro en los suelos saturados. Mientras más gas sea producido será más probable de alcanzar el límite de saturación de los vacíos del suelo. Mediciones

de Dunlap y Bryant (1978) revelan presiones de poro casi iguales a las presiones de sobrecarga, sin asegurar si las presiones medidas fueron debido a agua o gas. Importantes implicaciones de la presencia de gas es que hay un incremento dramático en la compresibilidad del suelo y las propiedades acústicas se ven afectadas considerablemente. Whelan y otros (1975) desarrollaron un análisis para predecir concentraciones de metano *in situ* y máxima presión de gas en los sedimentos. Sin embargo, aún existe una carencia del entendimiento del comportamiento del suelo ante la presencia de gas, empezando desde la recolección de las muestras.

c) *Filtración de agua artesiana o fuente de presión de gas*: El petróleo y los atrapamientos de agua por debajo del piso marino pueden estar sujetos a presión arriba de la hidrostática y bajo tales condiciones, habrá una tendencia a fluir de manera establecida y lineal desde la fuente de presión hacia una superficie de drenaje o limítrofe (Fig. 5.1c). El esfuerzo efectivo será menor que la presión efectiva de sobrecarga, ocasionado que σ'_v sea menor que $\gamma'z$. Sangrey (1977) sostiene que el incremento de la presión de poro debido a acumulaciones de aguas artesianas son muy comunes costa afuera, particularmente donde se tienen fuentes petrolíferas.

d) *Oleaje que induce cargas repetidas*: Las grandes olas de tormenta pueden causar significativos niveles de esfuerzos cíclicos en la parte superior del suelo y en algunos suelos blandos saturados que puede guiar a la generación de presión de poro (Fig. 5.1d). De nuevo, resultará que el esfuerzo efectivo será menor que el esfuerzo efectivo de sobrecarga. Para depósitos de muy baja permeabilidad, la presión de poro puede ser incrementada por una tormenta anterior. Sin embargo, este es un fenómeno transitorio que tenderá a disiparse durante y después de la tormenta, quedando finalmente el suelo en un estado normalmente consolidado o sobreconsolidado.

5.2 Pruebas estáticas de laboratorio en tierra

Las principales propiedades estáticas del suelo marino solicitadas para un análisis geotécnico son: la permeabilidad, la compresibilidad y la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante. Los procedimientos de pruebas de laboratorio en tierra, a bordo de una embarcación o *in situ* están relativamente estandarizados para determinar estas propiedades. Con respecto a las pruebas que se realizan en tierra las siguientes son las principales:

5.2.1 Clasificación y pruebas geológicas

La clasificación de los suelos y pruebas índice (vistas en el capítulo 4) son un requisito esencial para cualquier prueba de laboratorio; no obstante, también las pruebas geológicas son útiles, se realizan después de extraer la muestra y examinarla a detalle para identificar su estructura y composición mineralógica (Marsland, 1977). Es necesario aclarar que las pruebas de clasificación aunque generalmente se realizan a bordo, también pueden repetirse en tierra para reconfirmar o ampliar la descripción del suelo.

Estas pruebas pueden incluir:

- a) Contenido de material orgánico
- b) Contenido de carbonatos
- c) Examen de la sección delgada
- d) Difracción de rayos-X
- e) Microscopio electrónico de barrido
- f) Capacidad de intercambio catiónico
- g) Análisis del agua de poro
- h) Bioestratigrafía y paleontología
- i) Técnicas de datación de radiocarbono
- j) Tomografía computarizada
- k) Análisis térmico diferencial

5.2.2 Obtención de la permeabilidad

La permeabilidad del suelo (k) depende en gran medida de la relación de vacíos (e). Bryant y otros (1974) sugieren la siguiente relación para evaluarla:

$$k = 10^{-11} e^5 \text{ m seg}^{-1} \quad (5.1)$$

Sin embargo, hay una dispersión substancial de esta relación con la permeabilidad de campo, debido a la gran influencia por la presencia de vetas de limos y arenas; por lo que Bryant y otros (1976) para sedimentos del Golfo de México modificaron la relación anterior. Para un amplio rango de tipos de suelos, algunos conteniendo el 80% de arcillas o hasta arcillas arenosas y limos, la siguiente igualdad aproximada puede ser considerada para evaluar la permeabilidad k :

$$k = 10^{-6} 2.718^m \text{ m seg}^{-1} \quad (5.2)$$

Donde $m = 14.3n - 26.3$, n es la porosidad ($0 \leq n \leq 1$). Esta correlación da valores mayores que la ecuación 5.1.

Algunas previsiones se deben considerar para la medición de la permeabilidad en el laboratorio, en vista al pequeño tamaño de las muestras ensayadas y al efecto por la presencia de lentes delgadas de limos y arenas que pudieran influir al aplicarse al suelo *in situ*. Por otro lado, tampoco se recomienda obtener la permeabilidad a partir de los ensayos de consolidación o de pruebas llevadas a cabo en el odómetro, cámara triaxial o aparatos de corte simple ya que no se obtiene con una precisión razonable; requiriéndose en tal caso de una técnica cuidadosa mediante permeámetros (Poulos, 1988), (Lambe y Whitman, 1969).

Andresen y otros (1979) establecen que, cuando la permeabilidad es medida al ejecutar una prueba triaxial, una contrapresión en el agua intersticial puede ser aplicada para disolver todo el aire. Para muestras inalteradas saturadas de limo y arcillas los valores de permeabilidad medidos con contrapresión pueden ser hasta 25% mayores que aquellos sin contrapresión, debido al retardo del flujo de agua por oclusión con burbujas de aire. Para muestras con permeabilidad relativamente altas (por ejemplo, mayores de 10^{-4} cm seg^{-1}), debemos tener cuidado al utilizar sistemas que no provean una excesiva resistencia hidráulica en la conexión con tubos y filtros.

5.2.3 Aspectos de consolidación

Las pruebas de consolidación son útiles para pronosticar características de compresibilidad e historia de esfuerzos de un suelo al someterse a una sobrecarga, los resultados típicos es una gráfica de presión efectiva versus relación de vacíos y otra de deformación vertical versus tiempo.

La compresibilidad unidimensional de un suelo se puede expresar de varias maneras, la más común es mediante el *índice de compresión*, $C_c = -\Delta e / \Delta(\log \sigma'_v)$, que representa el cambio en la relación de vacíos por ciclo logarítmico con respecto al correspondiente cambio del esfuerzo efectivo. Para arcillas normalmente consolidadas, C_c tiende a incrementarse al aumentar el límite líquido. Algunos datos recopilados por Meyerhof (1979) para arcillas cercanas o fuera de costa a profundidades someras son graficados en la Fig. 5.2 y comparados con datos de arcillas inalteradas de baja a media sensibilidad (Terzaghi y Peck, 1967). También muestran algunos datos para arcillas del arrecife continental del Atlántico medio (Demars y otros, 1979), sugiriendo una correlación para sedimentos marinos (Herrmann y otros, 1972) ajustando bien los datos y también los datos de Richards y otros, (1975), quienes reportaron un valor de C_c de 1.4 para arcillas limosas del Golfo de Maine, con un

límite líquido de 124. Excepto para las arcillas del Mar del Norte, la compresibilidad de depósitos fuera de costa con un límite líquido dado pareciera ser mayor que los de tierra.

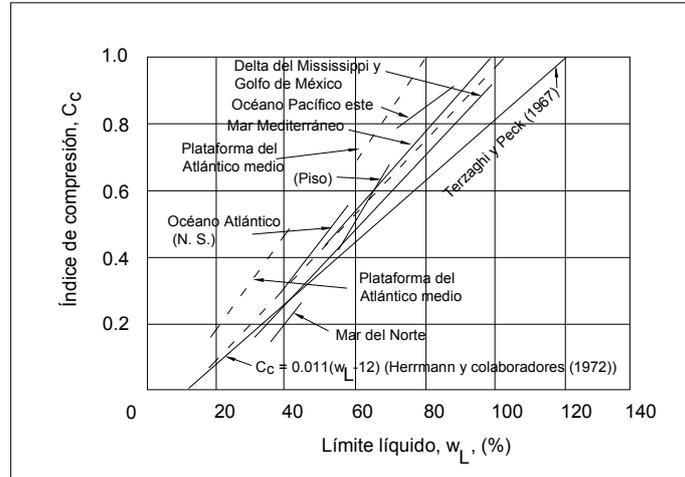


Figura 5.2. Índice de compresión, C_c , con respecto al límite líquido w_L , de arcillas fuera de costa (Meyerhof, 1979)

Generalmente, C_c tiende a incrementarse con la distancia a la costa, posiblemente debido a una disminución de la velocidad de depositación y consecuentemente a una estructura más abierta. Los valores de C_c para las arcillas del arrecife del Atlántico medio son considerablemente mayores que para otras arcillas incluidas en esta gráfica.

Utilizando conceptos de estado crítico, una correlación útil de C_c propuesta por Wroth (1979) para arcillas remoldeadas es:

$$C_c = G_s I_p / 200 \quad (5.3)$$

Donde G_s es peso específico de las partículas de suelo y I_p es el índice de plasticidad (en %).

Wroth (1979) sugiere un procedimiento para estimar la relación de sobreconsolidación (OCR) de una arcilla a partir del índice de liquidez (I_L), el esfuerzo vertical efectivo *in situ*, un valor estimado de la relación del índice de descarga C_s y del índice de compresión C_c .

Sí

$$I_L = (w_n - w_p) / (w_L - w_p) \quad (5.4)$$

Donde w_n contenido natural de agua, w_p límite plástico, w_L límite líquido.

Wroth (1979) considera que C_c tiene un valor de 0.17 para un $I_p = 15\%$ hasta cerca de 0.34 para un $I_p = 100\%$ y que para suelos remoldeados se tiene más o menos una única línea de consolidación normal unidimensional que pasa a través de un esfuerzo vertical efectivo de cerca de 0.064 kg cm^{-2}

(6.3 kN m^{-2}) con un índice de liquidez de 1.0 a 6.42 kg cm^{-2} (630 kN m^{-2}) con un índice de liquidez de 0. Refiriéndose a la Fig. 5.3, el punto M representa la condición *in situ* del suelo y dibujando la línea de descarga (de pendiente $-0.5 C_s / C_c$ en esta gráfica) a través de M para intersectar la línea de consolidación única y definir el punto N. La relación de sobreconsolidación OCR , en este caso es simplemente σ'_N / σ'_M .

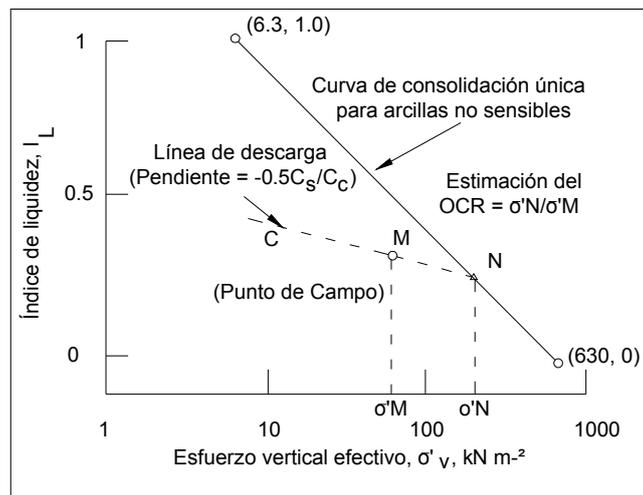


Figura 5.3 Estimación de Relación de sobreconsolidación, OCR , a partir del Índice de liquidez, I_L , (Wroth, 1979)

La práctica de los ensayos de consolidación unidimensional revela que entre la relación de vacíos y el logaritmo del esfuerzo efectivo no es siempre lineal y que, a mayores esfuerzos, la compresibilidad tiende a decrecer significativamente.

Las curvas típicas de compresibilidad de suelos calcáreos se presentan en la Fig. 5.4; el índice de compresión C_c por tanto varía con el rango del esfuerzo efectivo. Como con las arcillas, C_c resulta ser dependiente de la relación de vacíos inicial, algunos datos de arenas carbonatadas del Estrecho Bass de Australia se muestran en la Fig. 5.5 obtenidos con pruebas de odómetro y consolidación K_o .

Valores mayores considerablemente de C_c que aquellos mostrados en la Fig. 5.6 fueron reportados en la literatura por Bryant y otros (1974) y valores tan altos como de 0.9 se obtuvieron para depósitos blandos normalmente consolidados con una relación de vacíos inicial del orden de 3; estos valores son de hecho razonablemente consistentes con una extrapolación lineal de los datos de la Fig. 5.6. Bryant y otros (1974) encontraron que C_c generalmente decrece con el incremento del contenido de carbonatos y esta tendencia es consistente con lo dicho de que el comportamiento de los suelos cohesivos cambia a granular (Demars y otros, 1976).

Existe poca información disponible de los valores del coeficiente de consolidación C_v (que permite estimar la velocidad de disipación de las presiones intersticiales o la velocidad de asentamiento). Herrmann y Houston (1976) reportaron un valor de C_v de $3.2 \text{ mm}^2 \text{ seg}^{-1}$ para cienos calcáreos, pero valores menores (menores que $1 \text{ mm}^2 \text{ seg}^{-1}$) los han encontrado para los limos carbonatados más finos del arrecife noroeste de Australia. Hay una marcada tendencia para que C_v decrezca con el incremento de los esfuerzos efectivos, reflejándose el efecto de rotura de las partículas del suelo y el consecuente incremento del contenido de finos.

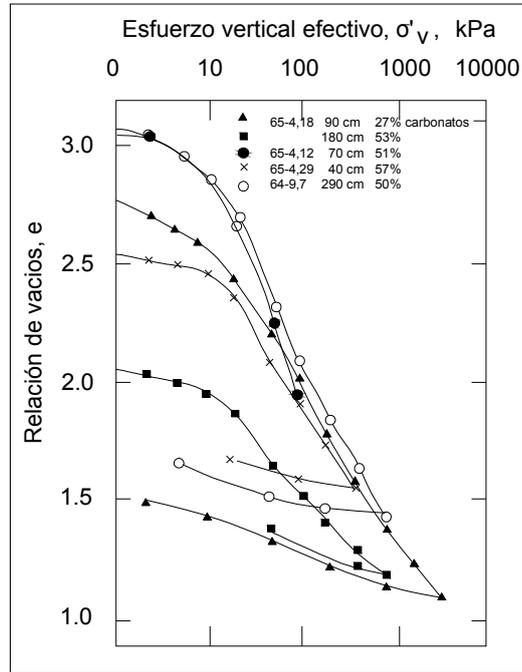


Figura 5.4 Curvas típicas de compresibilidad de suelos calcáreos (Bryant y otros, 1974)

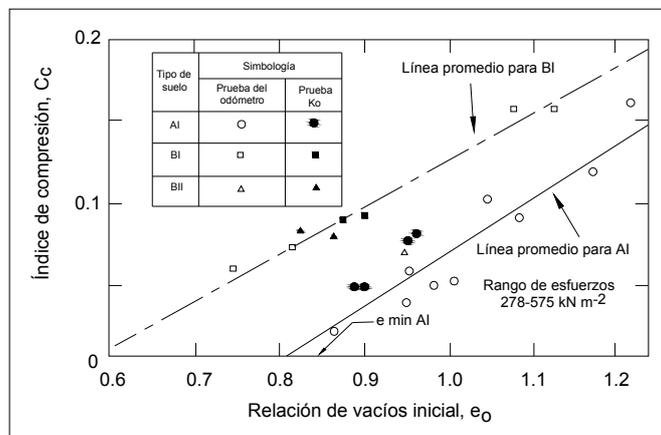


Figura 5.5 Resumen de datos de compresibilidad unidimensional para arenas carbonatadas de Bass Strait (Bryant y otros, 1974)

Meyerhof (1979) sugiere que el valor del coeficiente de consolidación C_v varía entre 10^{-3} a 10^{-6} $\text{cm}^2 \text{seg}^{-1}$, resultando con valores similar a los depósitos en tierra con similares características de plasticidad. Algunos datos de estas publicaciones disponibles están resumidas en la Tabla 5.1 y apoyados por sugerencias de Meyerhof aunque, en ciertos suelos, el valor de C_v puede ser substancialmente mayor, del orden de 10^{-1} $\text{cm}^2 \text{seg}^{-1}$.

Tabla 5.1 Coeficiente de consolidación, C_v , de algunos suelos marinos (Meyerhof, 1979)

LOCALIZACIÓN	TIPO DE SUELO	e_o	C_v ($\text{cm}^2 \text{seg}^{-1}$)	REFERENCIA
Golfo de Maine	Arcilla limosa	4.2	5×10^{-4}	Richards y otros (1975)
Cañón La Joya	Limo arcilloso	3.2	2.7×10^{-4}	
Abanico La Joya	Limo	4.0	5×10^{-4}	
Roca Bird	Limo arenoso	1.2	35×10^{-4}	Noorany y otros (1975)
Punto Loma	Arena limosa	1.5	7×10^{-4}	
Escarpe Coronado	Arcilla limosa	4.6	1×10^{-4}	
Depresión San Diego	Limo arcilloso	4.6	2.8×10^{-4}	
Océano Atlántico	Turba (turbidite)	1.5	63×10^{-4}	Herrmann y Houston (1976)
Golfo de Alaska	Arcilla glacial	---	11×10^{-4}	Molnia y Sangrey (1979)
Atlántico medio	Arcillas limosas	0.5	$(20 - 140) \times 10^{-4}$	Demars y otros (1979)
Plataforma continental	Arcillas	2.2		
Harim - Nada, Japón	Limos arcillosos	2.0	4×10^{-4}	Okusa y otros (1983)

Los suelos calcáreos pueden presentar importante flujo plástico (creep) comparados con suelos de base sílica y con las arenas calcáreas del Estrecho Bass, valores de C_{ae}/C_c (donde C_{ae} es el coeficiente de *consolidación secundaria*) caen en el rango 0.01-0.03, el cual esta cerca del límite inferior para arcillas inorgánicas. Esta relación tiende a decrecer cuando la relación de vacíos inicial se incrementa. C_{ae} aumenta considerablemente cuando se incrementa el esfuerzo vertical efectivo σ'_v y para los suelos del Estrecho de Bass se dedujo burdamente como (Poulos, 1986):

$$C_{ae} = 0.00077(\log_{10} \sigma'_v - 1) \quad (5.5)$$

Mesri y Godlewski (1977), encontraron que para arcillas terrestres, hay una relación cercana entre el coeficiente de consolidación secundaria C_{ae} (cambio en la relación de vacíos por el logaritmo del ciclo de tiempo) y el índice de compresión C_c en que la relación C_{ae}/C_c es del orden de 0.05 ± 0.02 para suelos cohesivos de otro modo se trata de turbas orgánicas y arcillas altamente sensitivas. Los datos publicados por Bryant y otros (1974) en una muestra del abanico del Cañon De Soto muestra valores de C_{ae}/C_c en el rango entre 0.03 y 0.05, que están dentro del rango de arriba y de nuevo sugieren que las propiedades ingenieriles de suelos marinos y terrestres son similares.

Los valores para el *coeficiente de la presión lateral de tierra en reposo*, K_o , ha sido valorado en pocos casos; Herrmann y Houston (1976) reportaron: 0.55 para cieno calcáreo del Pacífico, 0.45 para un cieno calcáreo del Atlántico y 0.36 para un cieno denso del Atlántico. Algunos valores más bajos de K_o fueron reportados por Poulos y otros (1982) para las arenas carbonatadas del Estrecho de Bass (0.25-0.35).

En cuanto a las pruebas de compresibilidad Andresen y otros (1979), recomiendan que las muestras de arcilla deben ser montados empleando piedras porosas húmedas, para evitar la evaporación sugieren colocar algodón saturado de agua alrededor de todo el espécimen abierto y utilizando un sello de caucho. Es conveniente que la duración de cada incremento de carga no exceda significativamente el tiempo necesario para que ocurra la consolidación primaria. Para arcillas del Mar del Norte, es común aplicar los incrementos de carga entre 1 a 2.5 horas, así que en una prueba completa puede requerir de dos a tres días.

5.2.4 Resistencia al esfuerzo cortante en condiciones no drenadas

La resistencia al esfuerzo cortante en condiciones no drenadas, s_u , es una propiedad relacionada con la capacidad de los suelos marinos para soportar la ruptura bajo una fuerza aplicada, resultando ser la más empleada para el diseño por apegarse más a las condiciones de drenaje reales. De varias maneras se puede determinar, realizando pruebas de esfuerzo simple como lo son con: *el torcómetro*, *el penetrómetro de mano* (o de bolsillo) y *la veleta miniatura* aplicadas en muestras de arcilla y son adecuadas si la información de las características esfuerzo-deformación del suelo no son necesarias. Comúnmente los ensayos de compresión sin confinar, compresión triaxial o procedimientos de corte directo y simple son los utilizados para modelar el estado de esfuerzo *in situ* empleando pruebas convencionales de laboratorio.

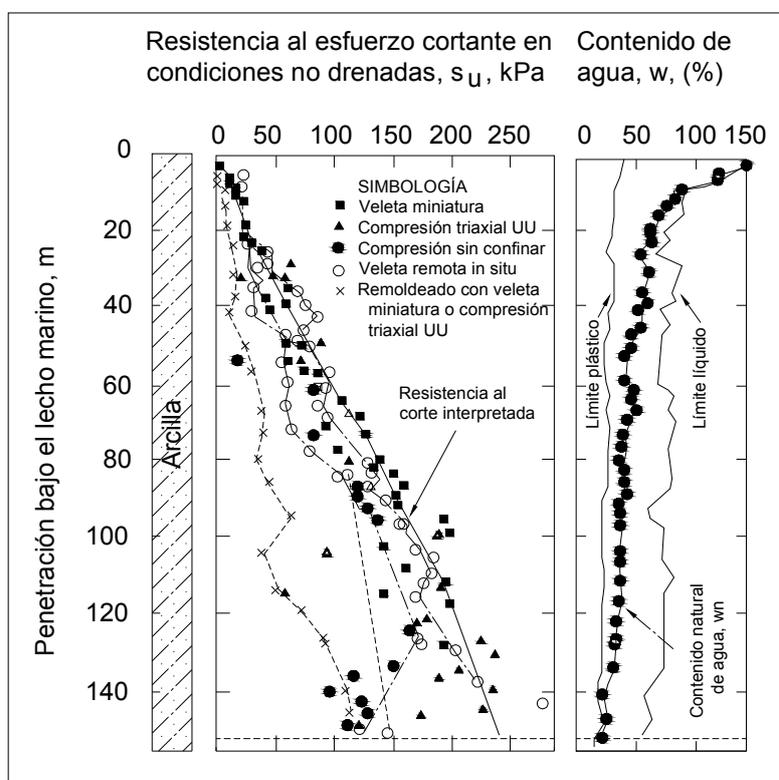


Figura 5.6 Condiciones típicas de resistencia s_u , del suelo del Golfo de México (Quiros y otros, 1983)

Debido a los efectos de la alteración del muestreo y quizá a los procedimientos de pruebas y aparatos utilizados, las determinaciones de laboratorio de resistencia al corte en condiciones no drenadas pueden ser susceptibles a inexactitudes y a una considerable dispersión. Un ejemplo de esta dispersión para un número de ensayos simples se grafican en la Fig. 5.6 (Quiros y otros, 1983), mientras Burgues y otros (1983) ilustran las diferencias significativas en la resistencia con los métodos de laboratorio o *in situ*. Consecuentemente, una tendencia más racional para la determinación de la resistencia es mediante el enfoque "SHANSEP" (Historia de Esfuerzos y Propiedades Ingenieriles en Suelos Normalizados) descrito por Ladd y Foott (1974). En este enfoque, las medidas de resistencia al corte en condiciones no drenadas es normalizada con respecto a la presión efectiva de sobrecarga y

graficados contra la relación de sobreconsolidación (OCR) y esto se aplica si una gran cantidad de muestra inalterada es consolidada bajo condiciones sin deformación lateral (condición K_o), a un esfuerzo vertical efectivo excediendo la presión efectiva de sobrecarga *in situ* y después descargándola al esfuerzo vertical apropiado para dar el valor de OCR requerido. La muestra es entonces cargada hasta fallarla para obtener una resistencia al corte en condiciones no drenadas, s_u . Se ha encontrado que muchas arcillas muestran un comportamiento normalizado, aunque se presentan excepciones en arcillas cementadas o altamente estructuradas. Ejemplos típicos de gráficas de resistencias normalizadas se muestran en la Fig. 5.7 incluyendo arcillas terrestres y arcillas del Golfo de México que son muy similares a las arcillas azules de Boston que sugieren que los conceptos del comportamiento normalizado pueden ser aplicados en arcillas marinas.

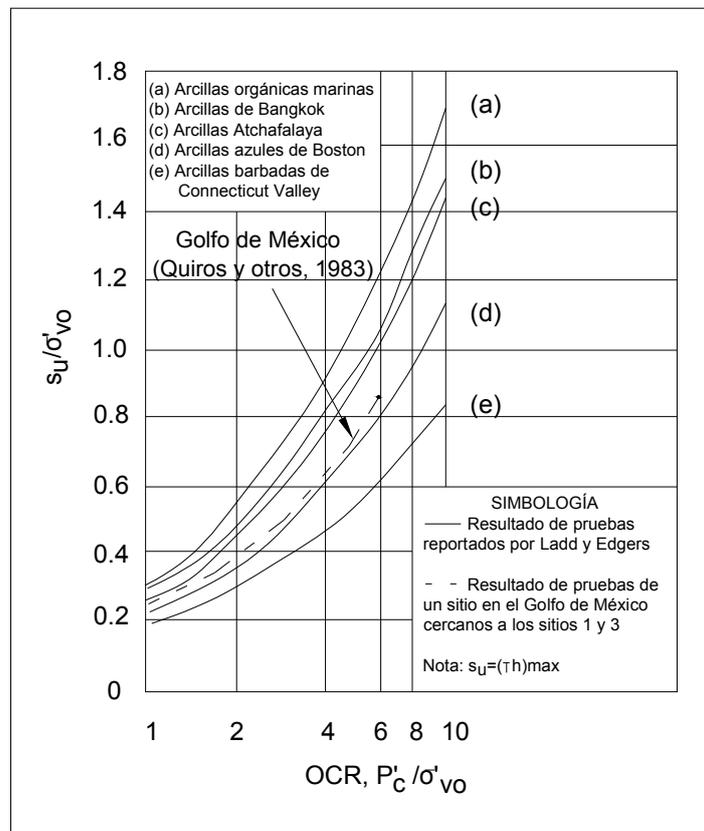


Figura 5.7 Datos de resistencia al corte en condiciones no drenadas normalizada, s_u / σ'_{vo} , (Ladd y Edgers, 1972)

Las arcillas normalmente consolidadas, muestran un incremento en la resistencia al corte normalizado, s_u / σ'_{vo} , con el aumento del índice de plasticidad (Bjerrum y Simon, 1960) y esta tendencia es también mostrada para arcillas marinas. Los datos recopilados por Meyerhof (1979), junto con los datos de Ladd y Azzouz (1983), son graficados en la Fig. 5.8 para ilustrar este punto. Sin embargo, debe hacerse notar que algunos suelos, como los limos de Alaska (Wang y otros, 1982), manifiestan valores mayores de la resistencia al corte en condiciones no drenadas que los observados en esta figura.

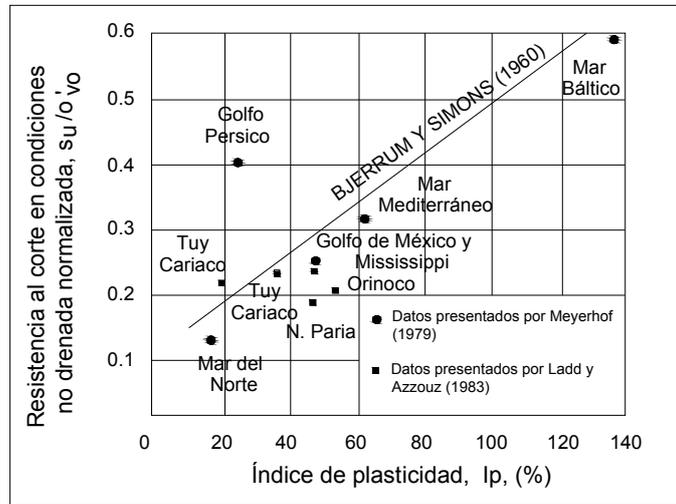


Figura 5.8 Resistencia al corte en condiciones no drenadas de arcillas normalmente consolidadas fuera de costa (Meyerhof, 1979)

Entre la proporción del esfuerzo cortante normalizado para arcillas sobreconsolidadas y normalmente consolidadas existe una correlación aproximada con respecto al OCR , relacionándose de la siguiente manera:

$$(s_u / \sigma'_{vo})_{oc} / (s_u / \sigma'_{vo})_{nc} = (OCR)^{m^*} \tag{5.6}$$

Donde m^* es aproximadamente 0.8. El parámetro m^* puede estar relacionado directamente a los parámetros del estado crítico de la Mecánica de Suelos (Wroth, 1984).

Otra correlación útil y aproximada entre la resistencia al corte en condiciones no drenadas y el índice de liquidez es propuesta por Wroth y Wood (1978) y Wroth (1979), aplicada en arcillas del Mar del Norte. Esta basada en observaciones que, para arcillas remoldeadas, la resistencia al esfuerzo cortante en condiciones no drenadas en el límite líquido está cerca de 0.01 kg cm^{-2} (1.7 kN m^{-2}); mientras que en el límite plástico, es de aproximadamente 1.73 kg cm^{-2} (170 kN m^{-2}). Considerando una relación lineal entre el contenido de agua y el logaritmo de la resistencia al corte en condiciones no drenadas, es aceptable la siguiente relación:

$$s_u^* = 170 \exp(-4.6I_L) \text{ kN m}^{-2} \tag{5.7}$$

Donde s_u^* es la resistencia al corte en condiciones no drenadas de suelos remoldeados y I_L es el índice de liquidez.

Wroth (1979), considera que ésta relación es útil para evaluar la resistencia al corte de muestras costa afuera. Sin embargo, Wroth advierte que en la mayoría de los casos, las resistencias reportadas serán aquellas obtenidas de los especímenes inalterados y en el caso de arcillas sobreconsolidadas su aplicación puede exceder la resistencia residual.

El uso de la resistencia al corte en condiciones no drenadas es requerida para muchas aplicaciones de la Mecánica de Suelos fuera y dentro de costa, siendo fundamental considerarla en función de esfuerzos efectivos. En términos convencionales de falla de Mohr-Coulomb, los dos parámetros de

resistencia involucrados son: la cohesión efectiva c' y el ángulo de fricción de esfuerzo efectivo, ϕ' . Para arcillas normalmente consolidadas, c' es cero y ϕ' varía con el índice de plasticidad. Datos obtenidos por Kenney (1959) para arcillas dentro de costa son los presentados en la Fig. 5.9 junto con algunos datos disponibles en la literatura para arcillas marinas. De nuevo, las características generales tanto de arcillas inorgánicas fuera y dentro de costa parecen ser similares.

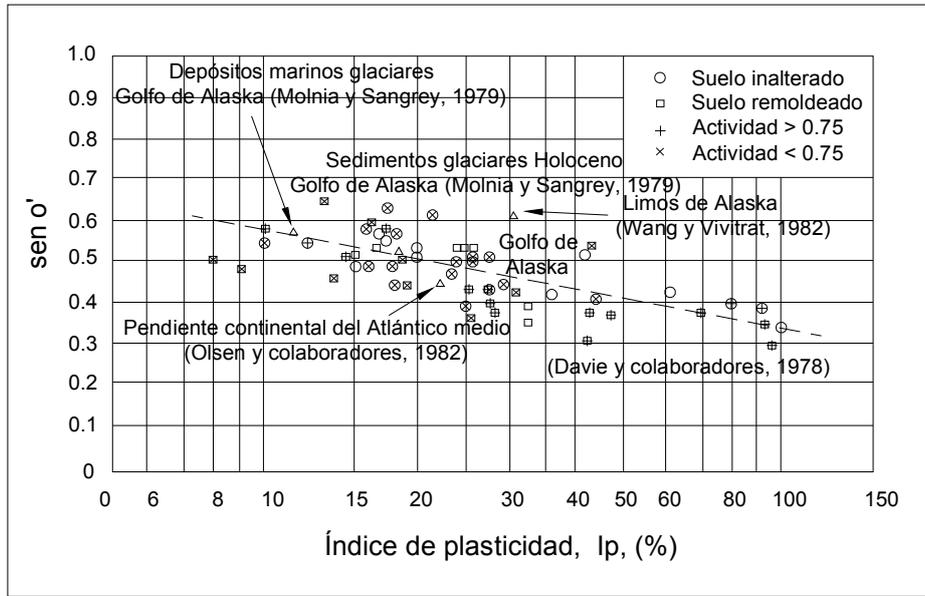


Figura 5.9 Relación entre $\text{sen } \phi'$ y el Índice de plasticidad (I_p) de arcillas normalmente consolidadas (Kenney, 1959)

Debe observarse que la resistencia al corte en condiciones no drenadas normalizada puede expresarse en términos de los parámetros de resistencia (c' y ϕ') y en función de esfuerzos efectivos como sigue:

$$\frac{s_u}{\sigma'_{vo}} = \frac{[K_o + A_f(1 - K_o)] \text{sen } \phi' + (c'/\sigma'_{vo}) \cos \phi'}{1 + (2A_f - 1) \text{sen } \phi'} \quad (5.8)$$

Donde K_o es el coeficiente de la presión lateral de tierra en reposo, A_f es el parámetro de la presión de poro A en la falla para pruebas de compresión triaxial (Skempton, 1954) y σ'_{vo} es el esfuerzo vertical efectivo inicial. Para arcillas normalmente consolidadas, K_o puede ser evaluada aproximadamente por la expresión de Jaky (1944) como:

$$K_o = 1 - \text{sen } \phi' \quad (5.9)$$

Mientras que para arcillas sobreconsolidadas, Mayne y Kulhawy (1982) sugieren que K_o puede determinarse como:

$$K_o = (1 - \text{sen } \phi')(OCR)^{\text{sen } \phi'} \quad (5.10)$$

El parámetro de la presión de poro A_f depende del OCR : típicamente, A_f está entre 0.6 y 1.0 para un $OCR=1$, pero decrece a cero para valores de OCR de 8 a 10 y puede llegar a ser negativo para valores mayores de OCR (Ladd y otros, 1977). En la ecuación 5.8, puede considerarse a $c'=0$, a menos que el suelo este cementado.

5.2.4.1 Ensayes triaxiales

Los procedimientos para montar muestras de arcillas y arenas inalteradas en equipos de ensaye son descritos por Andresen y otros (1979), y también para muestras de arcillas blandas con una resistencia al corte en condiciones no drenadas menor a 50 kN m^{-2} (50 kPa).

Para arcillas sobreconsolidadas (rígidas), es recomendable emplear anillos de acero inoxidable, para reducir la fricción, colocando papel filtro ranurado a los lados del espécimen y abajo del anillo. Para pruebas de extensión, el papel filtro se coloca como un espiral alrededor del espécimen para evitar tensión en el papel. El papel filtro es mojado con agua salada, pero toda el agua libre en la superficie del papel debe ser limpiada antes de ser colocado en el espécimen. El montaje de las arcillas se debe llevar a cabo en una cabina provista de humedad para evitar la evaporación del espécimen. Mientras que el uso de drenaje radial es necesario para ayudar a la consolidación, de lo contrario puede resultar en el desarrollo de una muestra no uniforme.

Para muestras de arenas que no colapsan bajo su propio peso, el montaje puede ser hecho casi como para arcillas rígidas. El drenaje toma lugar a través de las piedras porosas de pequeño diámetro en el centro del pedestal y no utilizando papel filtro. Los especímenes reconstituidos de arena son conformados por capas, cada capa siendo pisoneada a mano o empleando la colocación pluvial pero puede ser que no se alcancen muy altas compacidades. El dióxido de carbono es algunas veces empleado para incrementar el grado de saturación.

Como un principio general, las pruebas triaxiales de muestras serán consolidadas bajo el mismo esfuerzo efectivo como el que experimentaron en el campo antes del muestreo. De cualquier modo, el procedimiento alternativo "SHANSEP" que ha sido propuesto por Ladd y Foott (1974) involucra esfuerzos de consolidación que exceden de aquellos tenidos *in situ*, pero manteniendo la misma relación de sobreconsolidación que existiera *in situ*, este procedimiento no debe ser usado para suelos sensibles o cementados porque se puede destruir la estructura del suelo. Andresen y otros (1979) describen un procedimiento para consolidar a las muestras para condiciones de esfuerzo *in situ*. Esto involucra la estimación de la presión de preconsolidación en función de datos experimentales disponibles de la relación de sobreconsolidación (OCR) y del coeficiente de presión lateral de tierra en reposo (K_0) (Ladd y otros, 1977). Los esfuerzos efectivos verticales y horizontales finales después de la consolidación son entonces σ'_v y $K_0\sigma'_v$, donde σ'_v es el esfuerzo vertical efectivo *in situ*. Idealmente, deben ser alcanzados primeramente siguiendo la correcta trayectoria (patrón) de esfuerzos bajo condición K_0 (deformación lateral cero), hasta alcanzar el esfuerzo vertical de preconsolidación y después permitiendo la expansión hasta alcanzar el esfuerzo vertical efectivo *in situ*. Andresen y otros (1979) sugieren emplear una contrapresión de manera que el valor del parámetro B de presión de poro (carga isotrópica) sea igual al menos de 0.95 para pruebas estáticas y 0.97 para pruebas cíclicas. Para arcillas blandas, una contrapresión de 2.03 kg cm^{-2} (200 kN m^{-2}) puede ser suficiente, mientras que para arcillas sobreconsolidadas y arenas densas, una contrapresión sobre 15.3 kg cm^{-2} ($1,500 \text{ kN m}^{-2}$) es la requerida.

Para llevar a cabo el estado de corte en la prueba triaxial, se comprime la muestra manteniendo el esfuerzo horizontal constante mientras se incrementa el esfuerzo vertical. Las pruebas en extensión son usualmente ejecutadas manteniendo el esfuerzo radial y disminuyendo el esfuerzo vertical; bajo

condiciones no drenadas, este procedimiento provee resultados casi idénticos a las pruebas en las que el esfuerzo radial es incrementado mientras se mantiene constante el esfuerzo vertical.

La Fig. 5.10 muestra resultados típicos de pruebas triaxiales y de corte simple en una muestra de arcilla fuertemente sobreconsolidada. La resistencia al corte en condiciones no drenadas mediante pruebas triaxiales en extensión es cerca del 60% del valor de las pruebas de compresión triaxial, con un valor intermedio en la deformación en pruebas de corte simple. Para arcillas magras (puras) blandas, la diferencia entre la resistencia en condiciones no drenadas de compresión y en extensión pueden ser aún mayores.

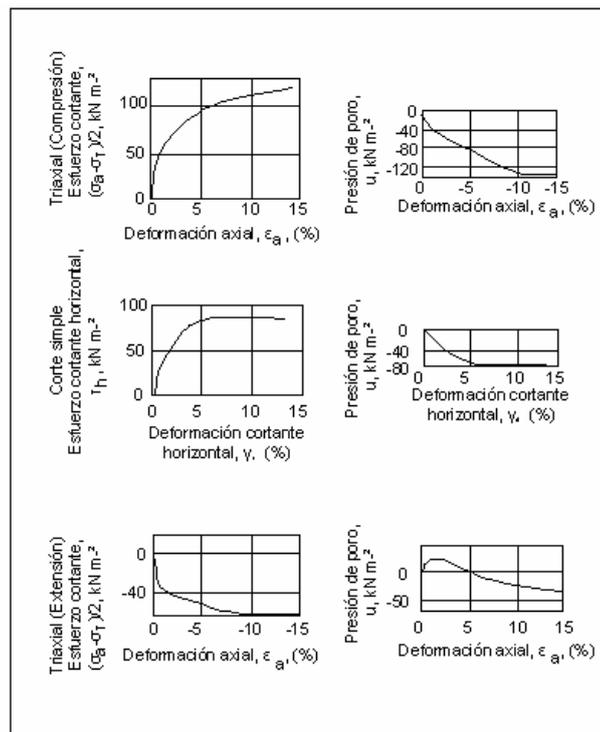


Figura 5.10 Resultados de pruebas en condiciones no drenadas de muestras de arcillas fuertemente sobreconsolidadas del Mar del Norte; profundidad aproximada de 5.2 m y contenido de agua inicial entre 24-27%. (Andresen y otros, 1979).

Velocidades de deformación comúnmente aplicadas en arcillas blandas son del orden de 0.75% por hora; mientras que para arcillas sobreconsolidadas es cerca del 2% por hora. Midiéndose generalmente la presión de poro durante la prueba.

Es posible llevar a cabo ensayos multi-etapas en muestras consolidadas bajo un estado inicial de esfuerzos efectivos hidrostáticos. Típicamente, el esfuerzo de consolidación isotrópico es igual al esfuerzo efectivo promedio *in situ*, p'_0 , que es el primero en aplicarse, después el espécimen es sometido a corte bajo condiciones no drenadas hasta una condición próxima a la falla. Posteriormente, el esfuerzo de corte se suspende para aplicar un esfuerzo de consolidación igual a $2p'_0$. Después, nuevamente la muestra es sujeta hasta casi alcanzar el corte y el proceso se repite una vez más al esfuerzo de consolidación igual a $4p'_0$. El propósito principal de tales pruebas es determinar la envolvente de falla de Mohr-Coulomb sobre un amplio rango de esfuerzos ensayando un solo espécimen.

5.2.4.2 Parámetros de deformación

Para la predicción de la deformación bajo condiciones en tres dimensiones, es conveniente asignar las propiedades “elásticas” del suelo, a pesar de su marcado comportamiento no elástico. Los parámetros de deformación (usualmente módulo de Young E_s o módulo de rigidez al cortante G y la relación de Poisson ν_s) son altamente dependientes del: estado inicial, de su trayectoria e incremento de esfuerzos, de las condiciones de drenaje y del tipo de ensaye. Un análisis para estos factores es dado por Ladd y otros (1977).

Los valores de los módulos de deformación son determinados ya sea por pruebas *in situ* o de ensayos de laboratorio. Un modo conveniente *in situ* para estimar el módulo de elasticidad es midiendo la velocidad del sonido en el suelo, v_p (Hamilton 1974). El módulo confinante (constrained) $D = 1/m_v$ (donde m_v es el coeficiente de variación volumétrica) que puede calcularse como:

$$D = \rho v_p^2 \quad (5.11)$$

Donde ρ es la densidad de masa del suelo. Para materiales elásticos D , E_s y ν_s están relacionados como:

$$D = \frac{(1-\nu_s)E_s}{(1+\nu_s)(1-2\nu_s)} \quad (5.12)$$

Valores de ν_s bajo condiciones no drenadas generalmente están dentro de un rango de 0.35 ± 0.1 , así que el módulo de Young E_s puede calcularse con la ecuación 5.12. El valor así obtenido es relevante únicamente para pequeñas deformaciones; para grandes deformaciones, E_s puede ser considerablemente menor. Hamilton (1974) y Hamilton y otros (1982) muestran datos que relacionan la velocidad del sonido v_p y el diámetro promedio del grano (Tabla 5.2) mostrando que tanto v_p y la densidad decrecen con el decremento del tamaño del grano y por consecuencia el módulo de Young E_s .

Tabla 5.2 Densidad y velocidad del sonido en sedimentos marinos (Hamilton, 1974)

AMBIENTE	TIPO DE SUELO	ρ (t m ⁻³)	v_p (m seg ⁻¹)
Terraza continental	Limo	1.77	1623
	Arcilla limosa	1.42	1520
Zona abisal	Limo	1.60	1563
	Arcilla	1.36	1504
Cordilleras abisales	Limo arcilloso	1.35	1527
	Arcilla roja	1.34	1499

Para el diseño de cimentaciones, puede ser más confiable emplear valores de módulos de suelo determinados de pruebas de laboratorio llevadas bajo una apropiada condición de esfuerzos iniciales y sobre un rango considerable de esfuerzos aplicados. Los datos típicos de pruebas de corte simple en condiciones no drenadas son mostrados en la Fig. 5.11 para siete tipos diferentes de arcillas normalmente consolidadas (Ladd y otros, 1977). E_u/s_u decrece considerablemente con el incremento de los niveles de esfuerzo aplicado y también tiende a decrecer con el incremento de la

relación de sobreconsolidación, OCR , particularmente para $OCR > 2$. Para sedimentos normalmente consolidados del Delta del Mississippi, Esrig y otros (1975), presentan datos que siguen cercanamente a los mostrados en la Fig. 5.11 para las arcillas azules de Boston. De nuevo, el comportamiento de las arcillas marinas y terrestres parecen ser muy similares.

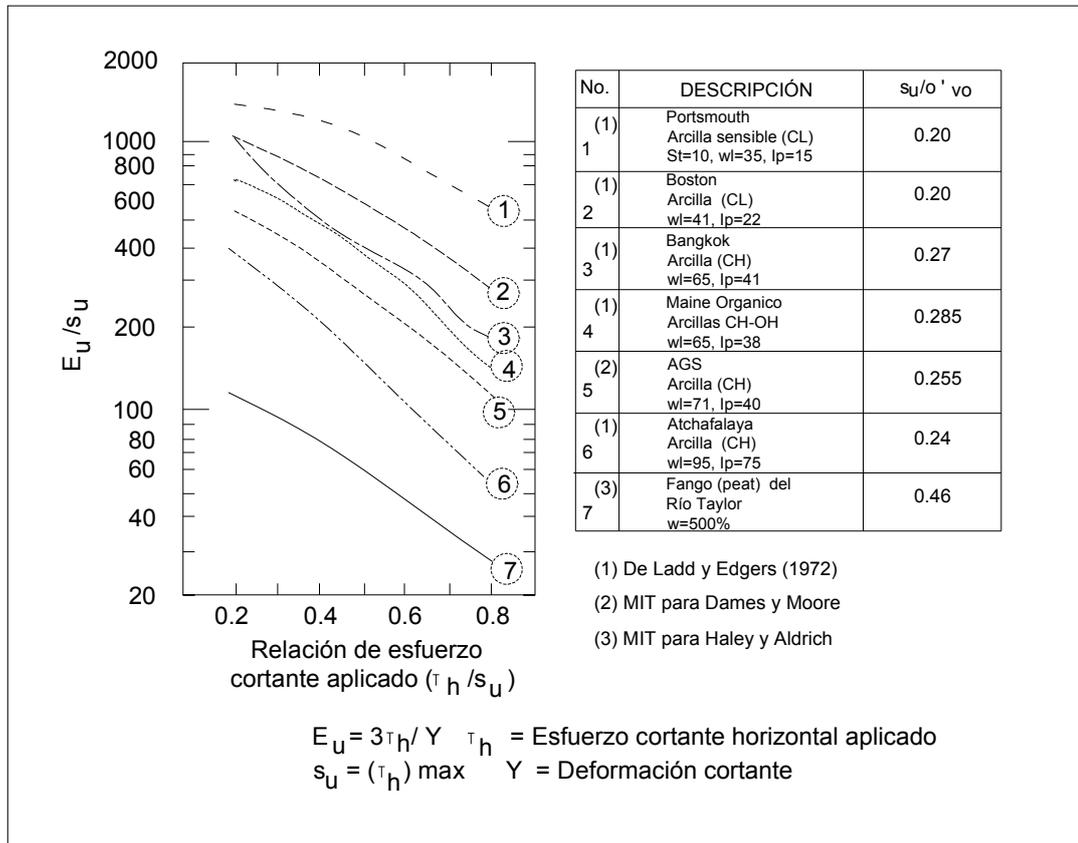


Figura 5.11 Módulo de Young de arcillas normalmente consolidadas en condiciones no drenadas normalizado, E_u / s_u (Ladd y otros, 1977)

Los valores del módulo de Young E_s secante en condiciones drenadas y la relación de Poisson ν_s de las pruebas triaxiales en condiciones drenadas fueron obtenidos por Poulos y otros (1984). La variación de E_s con el esfuerzo inicial efectivo promedio p'_o es mostrado en la Fig. 5.12 para tres niveles de aplicación de esfuerzo. E_s se incrementa casi linealmente con el incremento de p'_o y decrece con la aplicación de los incrementos de los niveles de esfuerzo.

La variación de ν_s con p'_o se observa en la Fig. 5.13 ν_s decrece con el incremento de p'_o pero es casi independiente de la aplicación de los niveles de esfuerzo, al menos por abajo del 50% de los esfuerzos de falla.

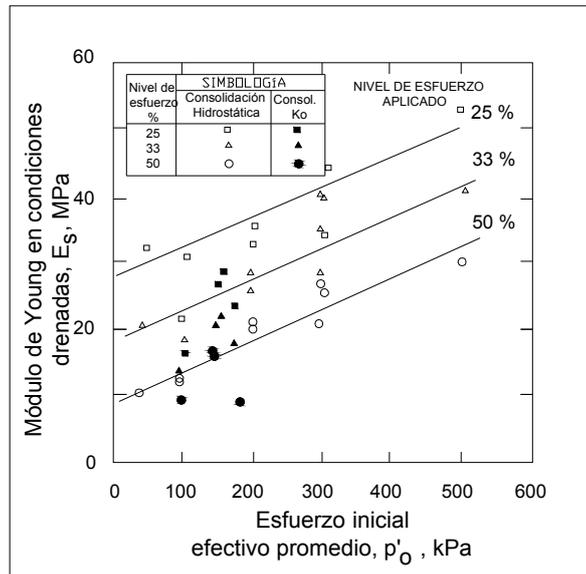


Fig. 5.12 Módulos de Young E_s de arenas carbonatadas en condiciones drenadas de Bass Strait (Poulos y otros, 1984)

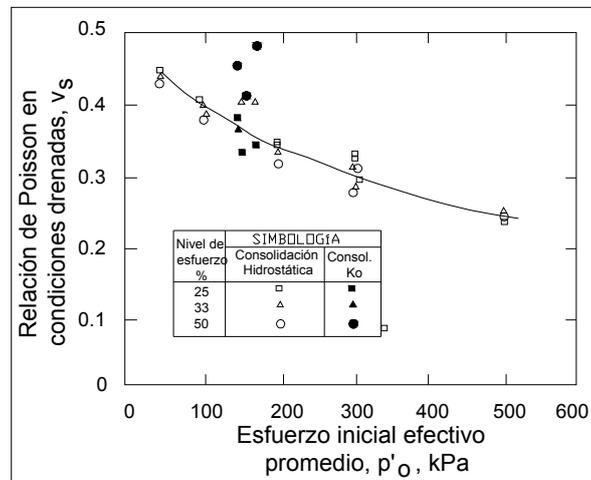


Figura 5.13 Relación de Poisson, ν_s , de arenas carbonatadas en condiciones drenadas de Bass Strait (Poulos y otros, 1984)

5.2.4.3 Efecto del esfuerzo efectivo promedio

Con el incremento del esfuerzo efectivo promedio, p' , decrece ϕ' . Poulos y otros (1982) encontraron que ensayando dos suelos la relación entre ϕ' y p' puede ser razonablemente representado como sigue:

$$\phi' = a * -b * \log_{10}(p') \quad (5.13)$$

Donde p' es el esfuerzo efectivo promedio en kN m^{-2} , ϕ' es expresado en grados, a^* y b^* son 54.2 y 4.3 para el suelo A y 57.0 y 5.0 para el suelo B.

Nauroy y Le Tirant (1981) encontraron una marcada dependencia de ϕ' con p' , con el peso volumétrico inicial y con la composición del suelo. Para las arenas densas carbonatadas de la Mancha, a^* y b^* son 87.3 y 17.9 mientras que para otras muestras de estas arenas pero sueltas, los valores correspondientes son 71.7 y 13.6.

Cuando el esfuerzo efectivo promedio se incrementa, el comportamiento del suelo se encontró desde el que dilata en la falla hasta materiales más plásticos que muestra una reducción de volumen durante el corte. Se determinó que esta transición ocurre a presiones de confinamiento relativamente bajas, del orden de 2.03 kg cm^{-2} (200 kPa), que están en total contraste con el comportamiento de las arenas sílicas terrestres, que muestran típicamente tal transición con la presión de confinamiento del orden de 20.4 kg cm^{-2} (2 MPa) (Vesic y Clough, 1968). Esta característica de reducción de volumen con un bajo esfuerzo de confinamiento es de gran significado en el diseño de cimentaciones, ya que tiende a reducir la capacidad de carga.

5.2.4.4 Efecto de rotura (crushing)

Datta y otros (1979^a) atribuyen el decremento de ϕ' con el incremento del esfuerzo efectivo promedio a la rotura de las partículas y encontraron la siguiente relación experimental entre el grado de las partículas rotas y el decremento del ángulo de fricción, empleando pruebas triaxiales:

$$p'_{\max} / p'_1 = (cc)^{-0.6} \quad (5.14)$$

Donde p'_{\max} es la relación de esfuerzo efectivo promedio máximo, p'_1 es el valor de p' para una presión de confinamiento de 1.0 kg cm^{-2} (100 kPa) y cc es un coeficiente de rotura, definido como la relación de partículas más finas que D_{10} del suelo original después de haber estado sujeto a esfuerzo, al porcentaje de partículas del suelo original más finas que D_{10} del suelo original (D_{10} es el tamaño de la partícula para la cual 10% del suelo por peso es más fino). (El denominador de cc en la ecuación 5.14 es, por definición, 10.)

Valores de cc sobre 7 fueron medidos por Datta y otros para suelos sujetos a alta presión de confinamiento y después fallados en compresión triaxial en condiciones drenadas. Datta y otros concluyeron que la ocurrencia de la rotura aumenta con el incremento del esfuerzo efectivo promedio, con la aplicación del esfuerzo cortante, con el incremento de la angulosidad de las partículas, con el incremento del tamaño de las partículas, con el incremento de los vacíos intraparticulares y fragmentos de concha y decreciendo con la dureza del mineral.

Posteriormente, Datta y otros (1980b) realizaron pruebas que indican que la rotura depende esencialmente de la deformación permanente desarrollada en el suelo y no esta influenciada por el tipo de carga (por ejemplo condiciones estáticas o cíclicas).

5.2.4.5 Efectos del contenido de carbonatos

Demars y otros (1976) investigaron el efecto del contenido de carbonatos en la resistencia al corte. Los valores de ϕ' obtenidos son considerados generalmente más bajos que en otras pruebas (Poulos y otros, 1982). De cualquier modo, encontraron que, con el incremento del contenido de carbonatos,

ϕ' se incrementa mientras el parámetro de la presión de poro en la falla decrece (A_f) (Tabla 5.3). Este mecanismo es congruente con lo mencionado en el apartado 4.1.3 de que al incrementarse el contenido de carbonatos, el suelo tiende a comportarse como un material friccionante con la decreciente plasticidad. Por otro lado, la Fig. 5.14 ilustra la reducción en ambos límites líquido e índice de plasticidad con el incremento del contenido de carbonatos.

Tabla 5.3 Efectos de contenido de carbonatos en los parámetros de resistencia (Demars y otros, 1976)

CONTENIDO DE CARBONATOS	c' (kPa)	ϕ' (grados)	A_f
0 - 25	0.0	27.7	0.70
25 - 40	0.0	29.4	0.55
40 - 60	0.7	31.0	0.40
> 60	0.7	31.3	0.25

Deformación en la falla (tomando el valor máximo del parámetro de la presión de poro A (A_f) = 3 - 4 % típicamente.

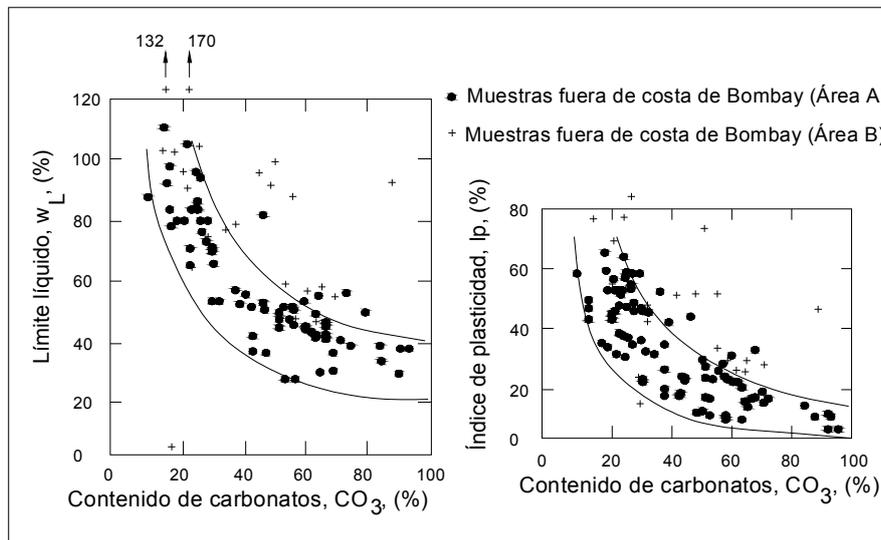


Figura 5.14 Contenido de carbonatos (CO_3) versus Límite líquido, w_L , e Índice de plasticidad, I_p (Beringen y otros, 1982)

5.2.4.6 Efecto de cementación

Nacci y otros (1974) realizaron pruebas de consolidación triaxial en condiciones no drenadas en sedimentos carbonatados cementados. Observaron que, a pequeñas deformaciones (hasta el 0.5%), las muestras cementadas no desarrollaron virtualmente presión de poro, pero a mayores deformaciones, las partículas cementadas empezaron a romperse y la presión de poro de agua inició a desarrollarse, con el parámetro de presión de poro A alcanzando un valor de 1.2 con una deformación del 5%. Pocas pruebas en condiciones drenadas se llevaron a cabo e indicaron un cambio en la respuesta esfuerzo-deformación al alcanzar una deformación cercana al 0.5%, presumiblemente debido al rompimiento de la cementación.

Los resultados de las pruebas triaxiales consolidadas en condiciones no drenadas pueden ser interpretadas en términos de esfuerzos totales para dar la resistencia al corte en condiciones no drenadas. En la mayoría de los casos, esto es únicamente utilizado en suelos de grano fino en que las

condiciones no drenadas pueden existir en campo al aplicarles una carga. La Tabla 5.4 resume algunos de los datos de la resistencia al corte en condiciones no drenadas de sedimentos carbonatados, s_u , siendo normalizada con respecto al esfuerzo vertical efectivo inicial, σ'_{vo} . Con excepción de la obvia sobreconsolidación del cieno del Atlántico, los valores de s_u / σ'_{vo} y (A_f) son similares a los valores experimentados para limos terrestres.

Tabla 5.4 Parámetros de resistencia de suelos calcáreos en condiciones no drenadas (Poulos, 1988)

REFERENCIA	TIPO DE SUELO	CONTENIDO DE CARBONATOS (CO ₃ %)	LOCALIZACIÓN	s_u / σ'_{vo}	A_f	OBSERVACIONES
Nacci y otros (1974)	Calcita silícica (siliceus calcilutite)	25-65	Cuenca del Labrador	0.5 – 0.7	0.3 – 0.6	Muestras cementadas; presiones de confinamiento ligeramente mayores a presión efectiva de sobrecarga.
	Cieno calcáreos densos (limo calcáreo)	?	Océano Atlántico	1.46 -1.87	-0.23 – 0.27	Se utilizó la consolidación K_0 ; las muestras no plásticas y densas probablemente sobreconsolidaron.
Herrmann y Houston (1978)	Cieno calcáreo con pérdida de sedimentación (limo calcáreo)	?	Océano Atlántico	0.34 – 0.37	0.19 – 0.40	Se utilizó la consolidación K_0 ; muestras no plásticas.
	Cieno calcáreo (limo calcáreo)	?	Océano Pacífico	0.58	0.29	Se utilizó la consolidación K_0 ; ligeramente plásticas.
King y otros (1980)	Limo carbonatado (algún lodo)	> 90	Noroeste de Australia	0.58 (rango 0.35 – 0.87)		Consolidación hidrostática.

Tabla 5.5 Parámetros de resistencia de esfuerzo efectivo de suelos calcáreos (Poulos, 1988)

REFERENCIA	TIPO DE SUELO	CONTENIDO DE CARBONATO (CO ₃ %)	LOCALIZACIÓN	TIPO DE PRUEBA	PRESIÓN DE CONFINAMIENTO O ESFUERZO VERTICAL (kPa)	c' (kPa)	Φ' (Grados)	OBSERVACIONES
Nacci y otros (1974)	Calcita silícica (siliceus calcilutite)	20-65	Cuenca del Labrador	CU		2 - 7	31 - 37	Muestras cementadas; presiones de confinamiento ligeramente mayores a presión efectiva de sobrecarga.
				CD	100	0	49.5 - 51.0	Valores similares para varios tipos de suelos; c', Φ' , dependen del esfuerzo de confinamiento y rotura; valores de c', Φ' para la relación de esfuerzo pico.
Datta y otros (1979 a,b)	Arena carbonatada bioclástica (cuatro tipos)	>85	Tres de la costa oeste de la India; una de las islas de Mar Arábigo	CD	15,000	3 - 9	29 – 30	
				CD	100	0	42 -44.5	
				CD	6,400	0	40.5 – 42	
Poulos y otros (1982)	Arena carbonatada	88	Estrecho de Bass, Australia	CD	138 - 897	0	46.3 – 40.4	Φ' decrece con el incremento de la presión de confinamiento
Demars y otros (1976)	Varios	Varios	Varios	CU	7 - 70	0 - 1	27.7 – 31.3	Se examinó el efecto del contenido de carbonato

CU = Prueba triaxial Consolidada en condiciones no Drenadas.

CD = Prueba triaxial Consolidada en condiciones Drenadas.

Beringen y otros (1982) relacionaron la resistencia al corte en condiciones no drenadas, s_u , a la resistencia de cono q_c y encontraron que la relación $N_k = q_c / s_u$ generalmente se encuentra entre 15 y 20, que es similar al valor para muchos suelos arcillosos no calcáreos. Un resumen de datos

disponibles en las propiedades de resistencia efectiva al corte de depósitos carbonatados está dado en la Tabla 5.5. El ángulo de fricción efectivo ϕ' es generalmente mayor que para muchas arenas silíceas.

5.2.4.7 Ensayes de corte simple

Dos tipos de equipos de corte simple son los más comunes: el de tipo Roscoe (Universidad de Cambridge), en el que una muestra rectangular es encerrada entre límites rígidos que son articulados juntos, así la deformación de corte puede ocurrir libremente (Fig. 5.15) y el aparato del Instituto Geotécnico Noruego (NGI), donde la muestra cilíndrica es encerrada por una membrana de hule provista de alambre en espiral (Fig. 5.15b). La mayor crítica al aparato de corte simple es que no produce dentro la muestra una distribución uniforme de esfuerzos. En efecto, Saada y Townsend (1981) argumentaron que los equipos de corte simple no pueden asegurar dar la relación confiable de esfuerzo-deformación o de valores de falla absoluta y que, a lo más, pueden explicar una descripción comparativa en suelos similares. El punto de vista es compartido por La Rochelle (1981), aunque Ladd (1981) y Lacasse y Vucetic (1981) defienden el aparato de corte simple como una herramienta útil para medir las propiedades de resistencia y de esfuerzo-deformación del suelo. A pesar de la crítica, el equipo de corte simple es ampliamente usado para pruebas estáticas y cíclicas en arcillas y arenas y proveen una cantidad considerable de datos de laboratorio del comportamiento cíclico de los suelos.

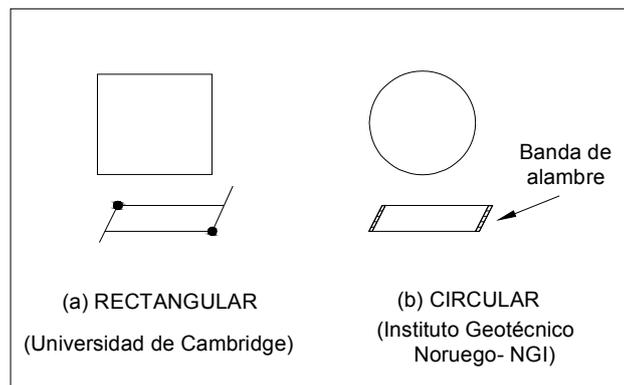


Figura 5.15 Formas de los especímenes para los aparatos de corte simple (Poulos, 1988)

La mayoría de las pruebas de corte simple en los suelos del Mar del Norte se llevan a cabo con el aparato NGI. El espécimen fue primero consolidado bajo una carga vertical apropiada y después cortado moviendo horizontalmente el cabezal, mientras se mantuvo la base fija.

Los especímenes normalmente consolidados, son consolidados aplicando un esfuerzo vertical igual a la presión efectiva de sobrecarga *in situ* σ'_{vo} . Los especímenes sobreconsolidados son primero consolidados a una presión estimada de preconsolidación y después descargados a σ'_{vo} .

Se pueden llevar a cabo ensayos en condiciones drenadas y no drenadas. Las velocidades típicas de esfuerzo varían entre 3% del esfuerzo al corte por hora para arcillas blandas al 10% para arcillas fuertemente sobreconsolidadas (Andresen y otros, 1979). La deformación por corte horizontal es calculada del movimiento horizontal de la piedra porosa superior, como un porcentaje de la altura del espécimen al inicio del ensaye; mientras el esfuerzo al corte horizontal se calcula como la fuerza horizontal aplicada en la parte superior de la piedra dividida por el área total del espécimen. En la Fig. 5.10 están graficados los resultados típicos de una prueba de corte simple estática en condiciones no drenadas para ser comparados con los datos de pruebas triaxiales.

5.3 Sedimentos silíceos

Existe poca información de las propiedades de los sedimentos silíceos en comparación con las arcillas y sedimentos calcáreos. La mayoría de tales sedimentos existen en aguas relativamente profundas más allá de las márgenes continentales y de cualquier modo alejados de los sitios de producción del petróleo y gas donde se han dado las investigaciones más exhaustivas.

Valores promedio del peso específico de los cienos silíceos es de aproximadamente 2.45, aunque se reportan valores menores de 2.30, hasta la opalina sílica con un valor de 2.10.

Horn y otros (1974) obtuvieron los siguientes datos promedio para cienos de radiolarios del océano Pacífico norte: la unidad promedio de peso saturado es de 1.17 t m^{-3} (11.5 kN m^{-3}), contenido de agua de 340% y porosidad 88%. Los cienos de radiolarios puros tienen la unidad de peso más baja (promedio 1.14 t m^{-3} - 11.2 kN m^{-3}), porosidad más alta (promedio 90%) y más alto contenido de agua (promedio 390%) con respecto a cualquier otro sedimento oceánico. La revisión microscópica de este suelo revela que no presenta una alta porosidad intersticial, pero sí formado por granos porosos y huecos.

Davie y otros (1978) reportaron datos de cienos silíceos de diatomeas del Mar de Bering y el Mar de Japón. De nuevo, encontraron altos contenidos de agua, con rangos entre 89 y 205%, con un valor promedio de 135%. No observaron una tendencia decreciente del contenido de agua con el incremento con la profundidad. Hamilton (1976) encontró que, aún con una penetración de 500 m, el contenido de agua del cieno de diatomeas del Mar de Bering fue cercano al 105%. También informaron de una baja resistencia de los cienos de diatomeas y ésta puede provenir de la ausencia de arcillas en el cieno y la pequeña unidad de peso sumergida (típicamente la mitad de los cienos calcáreos). Obtuvieron resistencias tan bajas como de 0.36 kg cm^{-2} (35 kPa) a 150 m de penetración (incrementando linealmente con la profundidad). Las pruebas triaxiales consolidadas en condiciones no drenadas con la medición de la presión de poro, indicaron valores del ángulo de fricción, ϕ' , de 36° y 41° para dos muestras de cienos de diatomeas.

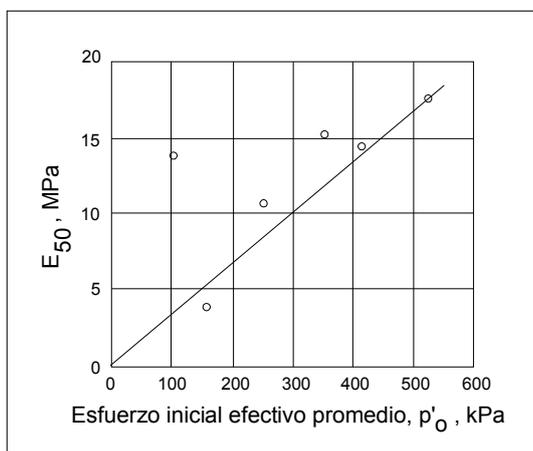


Figura 5.16 Módulo de Young en condiciones no drenadas, E_{50} , versus Esfuerzo inicial efectivo promedio, p'_0 , de cienos de diatomeas (Davie y otros, 1978)

De las mismas pruebas el valor de E_{50} , el módulo de Young en condiciones no drenadas para un nivel de esfuerzos del 50% con respecto al máximo, fueron obtenidos y graficados contra el esfuerzo

efectivo promedio p'_o en la Fig. 5.16. La relación E_{50} / p'_o parece estar cerca de 35, aunque hay alguna variación en los resultados. Los valores más altos de los índices de compresión C_c son los recopilados por Davie y otros (1978) correspondientes al cieno de diatomeas, que son graficados en la Fig. 5.17. Como en otros tipos de suelos, hay una clara tendencia a incrementarse C_c con el incremento de la relación de vacíos inicial, e_o .

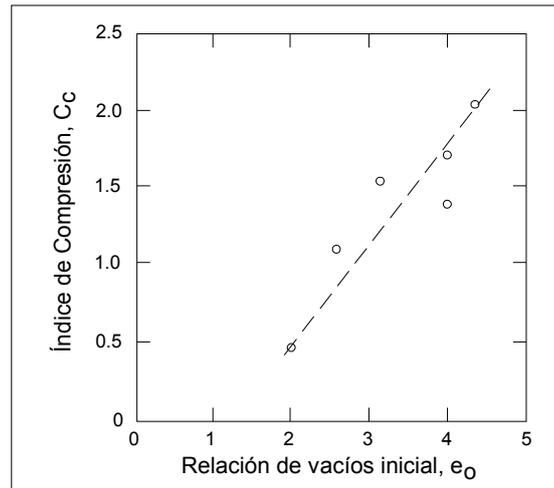


Figura 5.17 Índice de compresión, C_c , versus Relación de vacíos inicial, e_o , de cieno de diatomeas (Davie y otros, 1978)

5.4 Pruebas *in situ*

5.4.1 Cono eléctrico (CPT)

El amplio uso del cono eléctrico ha motivado extensas investigaciones dentro de la interpretación cuantitativa de los datos para obtener los parámetros para diseños geotécnicos. Dentro de las aplicaciones más importantes se encuentran las siguientes:

Perfil del suelo. La Fig. 5.18 muestra una serie de perfiles obtenidos a partir de la resistencia del cono (q_c) contra la profundidad y sus posibles interpretaciones (Schmertmann, 1978). Generalmente, como se muestra en la Fig. 5.18a y 5.18b, las arcillas tienen una q_c considerablemente más bajas que las arenas, aunque algunas veces pueden coincidir las arenas sueltas con las arcillas sobreconsolidadas. La Fig. 5.18c muestra perfiles de arenas sueltas (en la que q_c debiera incrementarse con la profundidad) y una arena densa que pudieran tener más o menos uniforme q_c con la profundidad. Un peso volumétrico alto resulta en valores altos de q_c , de manera que, el estado denso puede ser confundido con un estado suelto, esto es en el caso de decrecer el peso volumétrico con la profundidad. En el caso de la Fig. 5.18d se sugieren diferentes posibles interpretaciones para una capa con un alto q_c sobre una capa más débil.

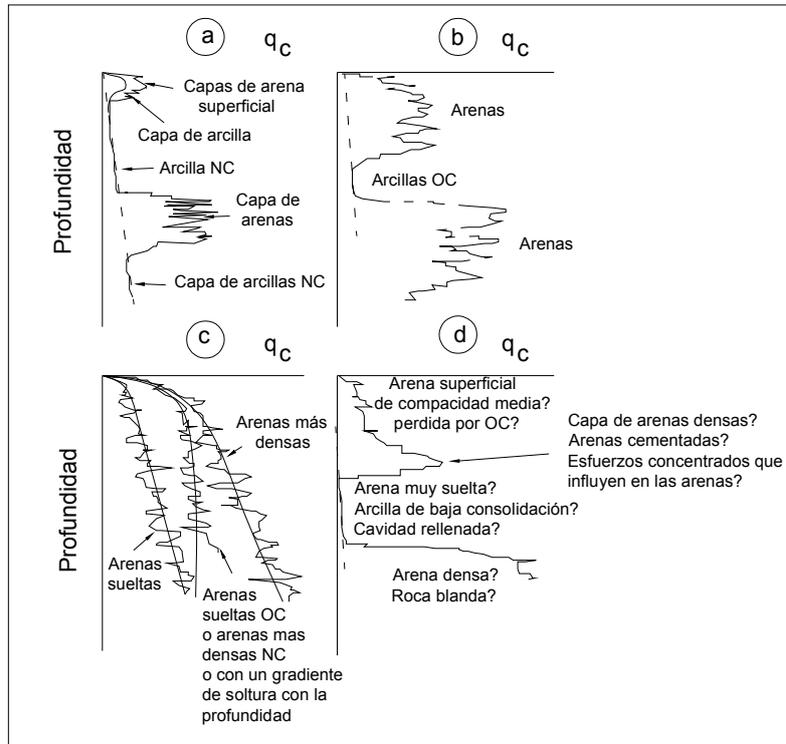


Figura 5.18 Perfiles típicos de resistencia de cono, mostrando similitudes y posibles interpretaciones para tipos y condiciones del suelo (Schmertmann, 1978)

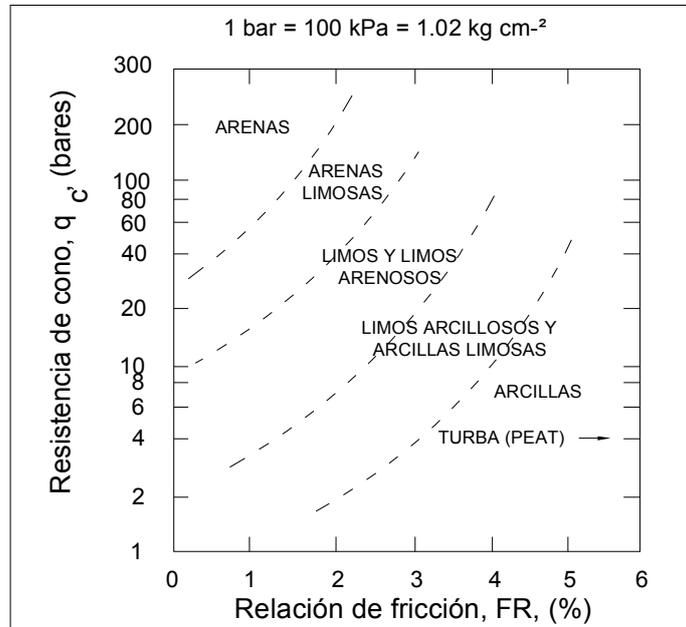


Figura 5.19 Carta de Clasificación Simplificada para el cono eléctrico de fricción estándar (Robertson y Campanella, 1984)

Robertson y Campanella (1984) presentaron una carta de clasificación simplificada para los conos eléctricos (Fig. 5.19). Jamiolkowski y otros (1985) sugieren que muchos tipos de estas cartas pueden no ser confiables, debido a que los datos del cono pueden estar influenciados por suelos sensibles y por la historia previa de esfuerzos. Sin embargo, pueden proveer alguna guía para la clasificación de ciertos tipos de suelo.

Compacidad Relativa. Con respecto a las arenas es un parámetro influenciado por varios factores incluyendo la historia previa de esfuerzos, estructura, tamaño del grano y forma, cementación y esfuerzo confinante.

Existen dificultades en la determinación de la compacidad del suelo mínimo y máximo, particularmente para suelos calcáreos en el que el rompimiento de las partículas puede ocurrir repentinamente. Sin embargo, es importante porque muchos parámetros de diseño en la ingeniería son correlacionados con la compacidad relativa y pareciera que todavía continuara así por algún tiempo.

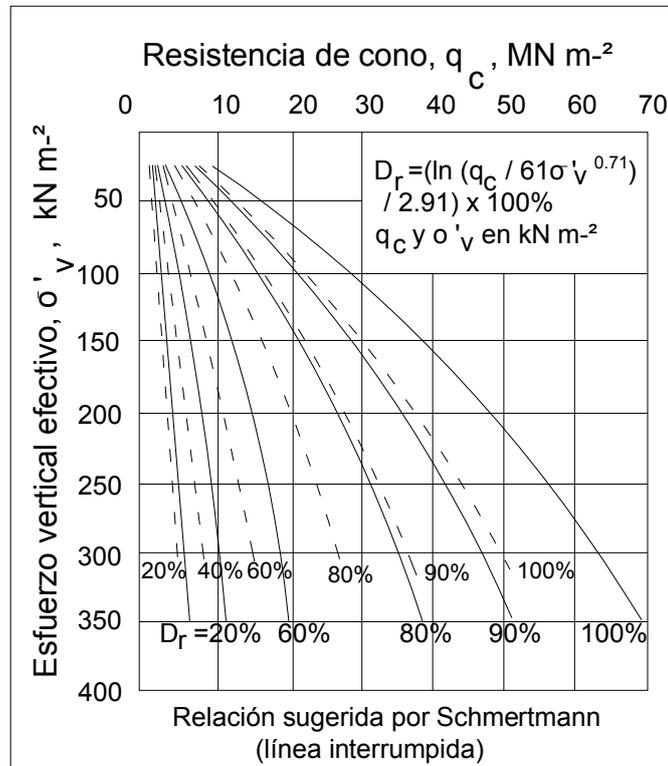


Figura 5.20 Relación recomendada entre σ'_v , q_c y D_r para arenas cuarzosas sueltas de fina a media (Lunne y Christoffersen, 1983)

Schmertmann (1978) relacionó la compacidad relativa D_r con la resistencia del cono q_c y el esfuerzo vertical efectivo σ'_v . Esta correlación fue estudiada y modificada por Lunne y Cristoffersen (1983) recomendando que, para arenas de finas a media uniformes sueltas compuestas de cuarzo no triturable, la Fig. 5.20 puede ser usada para estimar D_r . Para arenas densas de material similar, una resistencia de cono equivalente q_{ce} es posible utilizarse, teniendo que determinarse como:

$$q_{ce} = q_{coc} \left(1 + 0.75 \left\{ \frac{K_{ooc}}{K_{onc}} - 1 \right\}\right)^{-1} \quad (5.15)$$

Donde q_{coc} es la resistencia de cono en suelos sobreconsolidados o densos y K_{ooc} y K_{onc} son los coeficientes de presión lateral de tierra en reposo para arenas densas y sueltas respectivamente. Como aproximación,

$$K_{ooc} / K_{onc} = (OCR)^{\beta^*} \quad (5.16)$$

Donde OCR es la relación de sobreconsolidación y β^* es un exponente, recomendado por Lunne y Cristoffersen (1983) para ser 0.45. Teniendo que determinar q_{ce} de la ecuación 5.15. Mientras que la compacidad relativa D_r puede ser determinada por la Fig. 5.20.

Para tomar en cuenta las características particulares de cada tipo de arena Lunne y Cristoffersen (1983), basadas en la literatura disponible y experiencia, sugieren las siguientes recomendaciones:

- a) Para arenas medias y cuarzosas, el valor de D_r en la Fig. 5.20 debe ser reducido del 10 al 15%.
- b) Para arenas limosas, la compacidad relativa no es un buen indicador del comportamiento, por lo que el uso de la Fig. 5.20 no es apropiado y puede dar valores de D_r muy grandes;
- c) Para arenas bien graduadas, la Fig. 5.20 puede ser útil por dar valores conservador de D_r ;
- d) Para arenas trituradas con mica angular y granos de feldespato, la Fig. 5.20 puede ser usada por dar un valor conservador de D_r .

Para arenas cuarzosas sueltas no cementadas, Jamiolkowski y otros (1985), proponen la siguiente correlación:

$$D_r = -98 + 66 \log_{10}(q_c / \sigma'_{vo}) \quad (5.17)$$

Donde D_r es la compacidad relativa (en %), q_c es la resistencia del cono y σ'_{vo} es el esfuerzo vertical efectivo inicial *in situ*.

Ángulo de fricción de arenas en condiciones drenadas. Lunne y Cristoffersen (1983) revisaron una serie de procedimientos relativos al ángulo de fricción de arenas, ϕ' , con la resistencia del cono q_c . Sugiriendo el uso de valores conservadores de ϕ' dados por las siguientes tres propuestas:

- a) Una modificación del método de Janbu y Senneset (1975), en que q_c esta dado por:

$$q_c = N_q \sigma'_v \quad (5.18)$$

Donde σ'_v es el esfuerzo vertical efectivo. Determinando ϕ' en función de N_q con la expresión:

$$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \exp[(\pi/3 + 0.07\phi') \tan \phi'] \quad (5.19)$$

- b) El método de Durgunoglu y Mitchell (1975), en que:

$$q_c = \gamma' B^c N'_{\gamma q} \quad (5.20)$$

Donde γ' es el peso volumétrico (específico) sumergido del suelo, B^c es el diámetro del cono y $N'_{\gamma q}$ es el factor de cono, dependiente de ϕ' , de la rugosidad en la base, la profundidad relativa z/B^c , del coeficiente de la presión lateral de tierra en reposo K_o y el ángulo de la punta del cono. $N'_{\gamma q}$ puede ser calculado de la ecuación 5.20 y ϕ' puede ser deducido de las ecuaciones de Durgunoglu y Mitchell; recomendando un valor de $K_o=0.4$.

c) Un método modificado basado en lo realizado por Schmertmann (1978): la compacidad relativa D_r , primero se determina de q_c . Las pruebas triaxiales deberán ser llevadas a cabo en muestras de arenas con 2 o 3 compacidades relativas e interpolando el valor de ϕ' . Si los resultados de las pruebas triaxiales no están disponibles, la Fig. 5.21 puede utilizarse como guía para estimar ϕ' . El valor de ϕ' determinado generalmente corresponderá al valor pico de la prueba triaxial en condiciones drenadas para arenas densas en condiciones de esfuerzo *in situ*.

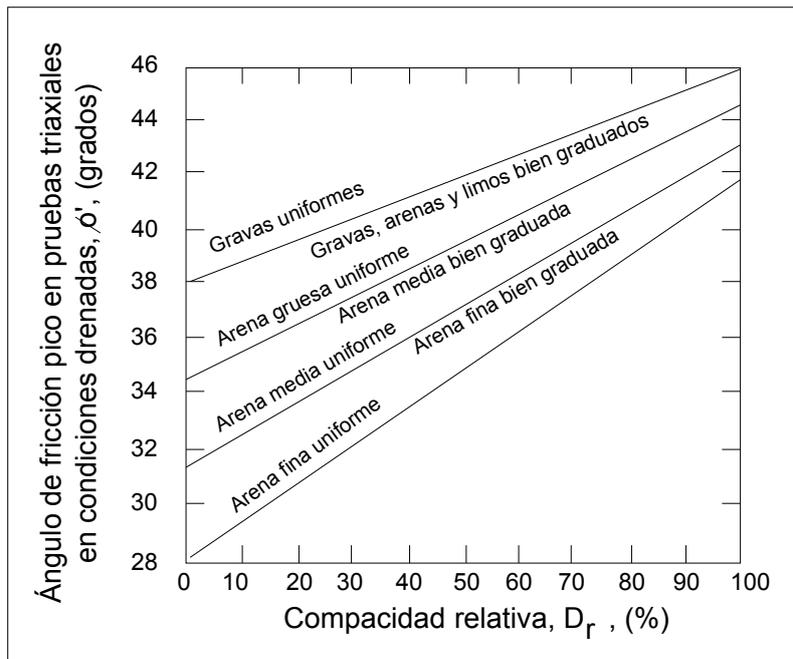


Figura 5.21 Relación entre ϕ' y D_r (Schmertmann, 1978)

Resistencia al corte en condiciones no drenadas en arcillas. s_u se relaciona con la resistencia de la penetración del cono q_c como:

$$s_u = (q_c - \Delta q_s) / N_k \quad (5.21)$$

Donde Δq_s es la presión total de sobrecarga y N_k es el factor de cono.

Trabajos teóricos de Baligh (1975) muestran que N_k puede variar en el rango de 14 a 18. Para arcillas normalmente consolidadas, un valor promedio de N_k es de 15 (para el rango de 11 a 19) fue encontrado por Lunne y Kleven (1981). Para arcillas sobreconsolidadas, basándose en 147 muestras de 10 sitios, un valor promedio de 17.3 fue determinado para N_k , considerando un rango entre 5 y 28 y con un coeficiente de variación de 30%. Hay alguna tendencia para N_k para incrementarse con el decremento del índice de plasticidad (Lunne y Kleven, 1981) y para arcillas rígidas fisuradas se han encontrado valores tan altos como de 25 a 30 (Marstrand, 1977). Algunos valores promedio más bajos de N_k (alrededor de 15) son encontrados a mayor profundidad. Andersen y otros (1979) consideran que N_k debe ser correlacionado localmente. Se debe tener en mente que esta correlación dependerá también del valor de s_u empleado; por ejemplo, si s_u es determinado de una prueba de compresión triaxial de laboratorio, de una prueba de corte simple o de una prueba de veleta en campo.

Parámetros de Deformación. Varias expresiones se han propuesto relacionando la resistencia de cono con algunos de los módulos de deformación del suelo. La más común es la relación:

$$E_s = \psi q_c \quad (5.22)$$

Donde E_s es el módulo de Young, q_c es la resistencia del cono y ψ es el módulo del factor de correlación del cono dependiente del tipo de suelo, presión de sobrecarga, contenido de agua, tipo de cimentación (y muchos otros factores).

La Tabla 5.6 resume los factores típicos de ψ . Pero algunos comentarios son necesarios mencionar:

- a) ψ se incrementa en el suelo al incrementarse el contenido de arcilla
- b) para arenas, ψ se incrementa cuando la compacidad relativa se incrementa;
- c) ψ para la cimentación de pilas parece ser más alta que para cimentaciones someras (aunque hay relativamente escasa evidencia en este punto).

Tabla 5.6 Valores típicos del módulo del factor de correlación del cono, ψ , (Poulos, 1988)

TIPO DE SUELO	ψ	OBSERVACIONES	REFERENCIA
Arena	$2(1 + D_r^2)$	D_r = compacidad relativa	Vesic (1975)
Arena	2.5	Cimentación cuadrada	Schmertmann (1978)
	3.5	Cimentación lineal	
Arena suelta	1.8 – 2.6	Pequeño efecto de D_r , en	OCR \geq 2
Arena densa	6 – 19		
Suelta y ligeramente densa	7	ψ decrece cuando D_r se incrementa	
Arcilla		Reglamento de construcción de URSS	Trofimenkov (1974)

La ecuación 5.22 debe tomarse con precaución al cambiar ψ . En efecto, De Ruitter (1982) considera que la propia prueba de penetración de cono no ayuda a una estimación confiable de la compresibilidad de las arcillas. Una modificación de la ecuación 5.22 propuesta por Lunne y Cristoffersen (1983) para arenas, en el que el módulo confinante (constrained) inicial tangencial restringido, D_0 , es relacionado con q_c como sigue:

Para arenas sueltas:

$$D_0 = 4q_c \text{ para } q_c < 102 \text{ kg cm}^{-2} (10 \text{ MN m}^{-2})$$

$$D_0 = (2q_c + 10) \text{ MN m}^{-2} \text{ para } 10 < q_c < 50 \text{ MN m}^{-2}$$

$$D_0 = 120 \text{ MN m}^{-2} \text{ para } q_c > 50 \text{ MN m}^{-2}$$

Para arenas densas:

$$D_0 = 5q_c \text{ para } q_c < 510 \text{ kg cm}^{-2} (50 \text{ MN m}^{-2})$$

$$D_0 = 250 \text{ MN m}^{-2} \text{ para } q_c > 50 \text{ MN m}^{-2}$$

Para un rango de esfuerzos σ'_{vo} a σ'_{vf} , el módulo confinante puede ser estimado como:

$$D = D_0 (\sigma'_{vf} / \sigma'_{vo})^{0.5} \quad (5.23)$$

Donde σ'_{vf} es el esfuerzo vertical efectivo final y σ'_{vo} es el esfuerzo vertical efectivo inicial.

El módulo confinante D y el módulo de Young E_s están relacionados por:

$$E_s = \frac{(1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)D}{(1 - \nu_s)} \quad (5.24)$$

Donde ν_s es la relación de Poisson para arenas en condiciones drenadas. Los rangos típicos de ν_s esta entre 0.2 y 0.4, así que:

$$E_s \approx (0.5 - 0.9)D \quad (5.25)$$

Coefficiente de consolidación. El coeficiente de consolidación, C_v , puede estimarse mediante la interpretación de los registros de la disipación de la presión de poro registrada por el cono eléctrico, utilizando el análisis del problema por Baligh y Levadoux (1980), quienes tomaron en cuenta las dos dimensiones asimétricas naturales del proceso. Jamiolkowski y otros (1985) resumieron los siguientes puntos principales surgidos de este trabajo:

a) La velocidad de disipación es controlada principalmente por el coeficiente horizontal de consolidación, C_h , y es muy insensible al coeficiente vertical de consolidación, por lo tanto la prueba puede ser interpretada solo para dar valores de C_h .

b) El valor de C_h obtenido de las primeras etapas de disipación (menor del 50% de disipación) es relevante para condiciones de recarga, debido a la reducción del esfuerzo efectivo alrededor del cono durante la instalación, condiciones normalmente consolidadas únicamente prevalecen después de que ha tenido lugar alguna disipación.

c) La velocidad de disipación de la presión de poro está influenciada por el ángulo del cono y la posición del filtro. La posición del filtro es más importante para pequeños ángulos de cono, siendo más rápida cuando el filtro esta en la punta que a la altura media del cono. Para ángulos de conos más grandes (por ejemplo 60°), la velocidad de disipación no está influenciada por la posición del filtro.

El siguiente procedimiento para evaluar C_h de datos de disipación del cono eléctrico es sugerido por Baligh y Levadoux (1980):

a) Graficar la velocidad de generación de la presión de poro $\Delta u / \Delta u_o$ contra el tiempo t , donde Δu es la sobrepresión intersticial en el tiempo t y Δu_o es la sobrepresión intersticial inicial.

b) Con base en lo graficado la forma de esta curva es similar a la curva teórica, el tiempo t_{50} , para alcanzar una sobrepresión intersticial de 0.5.

c) El factor de tiempo teórico T_{50} está dado en la Tabla 5.7. Entonces, C_h puede ser determinado como:

$$C_h = T_{50} R^2 / t_{50} \quad (5.26)$$

Donde R se toma como el radio de la barra del cono.

Tabla 5.7 Factores de tiempo teóricos para el 50% de disipación de la presión de poro con el cono eléctrico (Baligh y Levadoux, 1980)

ÁNGULO DE CONO	18°	60°
Posición del filtro	Tip	Cono medio
T_{50}	3.0	4.7
$T_{50} = C_h t_{50} / R^2$		3.65

d) El valor de C_h de la ecuación 5.26 es relevante en condiciones de sobreconsolidación. El valor para las condiciones de normalmente consolidada es estimado como:

$$C_h(NC) = \frac{RR}{CR} C_h(OC) \quad (5.27)$$

Donde RR es la relación de recompresión y CR es la relación de compresión normal. Para suelos arcillosos típicos, la relación RR/CR se encuentra en el rango de 0.12 a 0.16.

Otras aplicaciones del cono eléctrico son para determinar la fricción superficial en pilas y evaluar su capacidad de carga o también para estimar las características de la transferencia de carga (curvas "t-z") a lo largo de una pila para posteriormente predecir los asentamientos (Briaud y Meyer, 1983).

5.4.2 Veleta remota

Es una prueba simple y muy común para determinar la resistencia al corte en condiciones no drenadas, en suelos blandos (s_u menor a 0.5 kg cm^{-2}), evaluándose como:

$$s_u = \frac{2T}{\pi d^3 (H/d + 1/3)} \quad (5.28)$$

Donde T es el torque medido, d es el diámetro de la veleta y H es la altura de la veleta.

Los valores de resistencia en condiciones no drenadas pico y residual pueden ser determinados. El torque medido puede ser altamente dependiente de la velocidad de rotación de la veleta; valores altos son obtenidos con velocidades de rotación más rápidos. Por anteriores experiencias, se ha determinado que la resistencia al corte en condiciones no drenadas con pruebas de veleta en muestras recuperadas con cable guía está sobrestimada y por tanto se recomienda aplicar un factor de reducción del 75%. De los resultados de s_u de la veleta remota tienden a concordar si aplicamos el 110% a los resultados de la veleta miniatura sobre muestras recuperadas convencionalmente. Factores de ajuste de este tipo no son nuevos en la ingeniería. Sin embargo, Briaud y Meyer (1983) sugieren que considerar el valor total de la veleta s_u puede ser más apropiado para propósitos de

diseño. Ellos analizaron que, en sedimentos gasificados los valores determinados de veleta remota de s_u pueden ser conservadores y más confiables que los valores de s_u de pruebas de laboratorio. De cualquier modo, debe tenerse en mente considerar que la resistencia de un suelo puramente cohesivo en condiciones no drenadas puede no ser completamente adecuada cuando interpretamos los resultados de las pruebas de veleta.

5.4.3 Presurímetro

En cuanto a las aplicaciones de los datos del presurímetro se mencionan las siguientes:

- La determinación del esfuerzo horizontal del suelo *in situ*.
- La resistencia al corte en condiciones no drenadas de arcillas. Se ha encontrado consistentemente que los valores determinados del presurímetro son mayores que los valores correspondientes de las pruebas de veleta, de las pruebas de cono eléctrico y de las pruebas de placa (Wroth 1984, Mair y Wood, 1984).
- La determinación del módulo de rigidez cortante o módulo de Young de la arcilla, empleando la porción de recarga-descarga de la curva presión-volumen.
- La determinación del ángulo de fricción interna de las arenas (Hughes y otros, 1977).
- La derivación de las curvas laterales “p-y” para la predicción de la respuesta lateral carga-deflexión de pilas.

5.5 Resultados de pruebas estáticas en la zona de Cantarell

Para la zona de Cantarell, considerando los mismos sondeos indicados en el capítulo anterior, arrojaron los siguientes resultados en cuanto a propiedades mecánicas estáticas:

Resistencia al Corte: la resistencia al corte en condiciones no drenadas de las arcillas, s_u , se obtuvo efectuando pruebas triaxiales tipo *UU* (no consolidadas-no drenadas); en este caso, solo son graficados los resultados de 4 sondeos como se muestra en la Fig. 5.22. En la gráfica se observa, que en general, la resistencia al corte s_u se incrementa con la profundidad según la banda marcada. Sin embargo, entre los 14.0 a 30.0 m los resultados se localizan fuera de la banda y se debe a que se tiene intercalada una arcilla sobreconsolidada con un *OCR* entre 4 y 8.

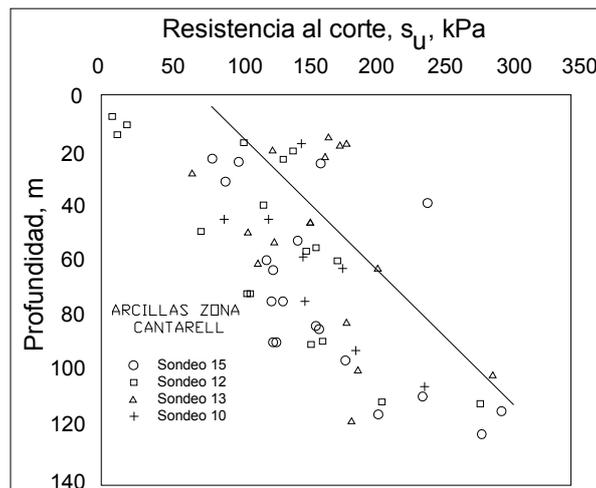


Figura 5.22 Variación de la Resistencia al corte en condiciones no drenadas s_u con la Profundidad (Cano, 2003)

Con respecto al índice de liquidez (I_L) generalmente disminuye con la profundidad mientras que la resistencia al corte en condiciones no drenadas de las arcillas aumenta. El índice de liquidez con respecto a la resistencia al corte del suelo se presenta en la Fig. 5.23.

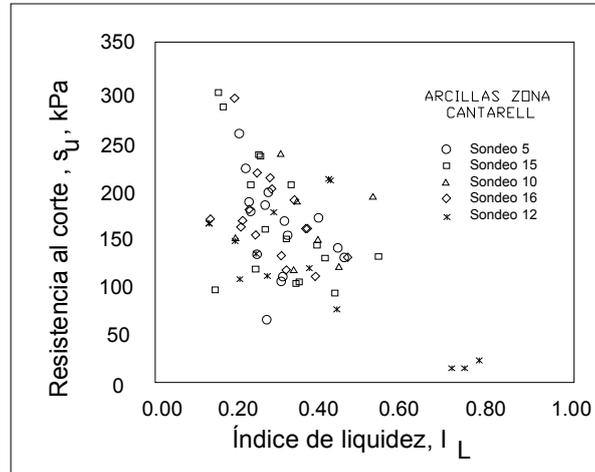


Figura 5.23 Variación del Índice de liquidez, I_L , con respecto a la Resistencia al esfuerzo cortante en condiciones no drenadas, s_u , (Cano, 2003)

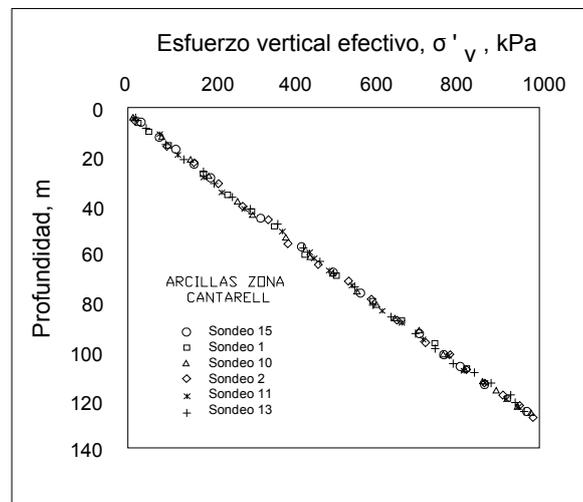


Figura 5.24 Perfil de esfuerzo vertical efectivo geostático, σ'_v con la Profundidad (Cano, 2003)

Interpretación de la historia previa de esfuerzos: en la Fig. 5.24 se muestra el perfil del esfuerzo vertical efectivo *in situ*, σ'_v , que junto con los esfuerzos de preconsolidación, P'_c interpretados de las pruebas de consolidación unidimensional, se puede calcular la historia previa de esfuerzos a la que ha estado sometido el suelo. En la Fig. 5.25 se presenta la historia de esfuerzos, donde para el primer y segundo estrato, se trata de una arcilla normalmente consolidada, le subyace el tercer estrato con arcillas sobreconsolidadas con valores altos de OCR de entre 4 a 8 y posteriormente los estratos de arcillas son normalmente consolidadas y ligeramente preconsolidadas con valores de OCR de entre 1 a 1.5.

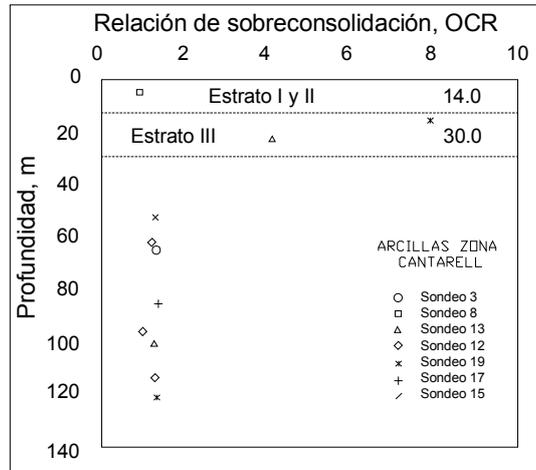


Figura 5.25 Variación de la Relación de sobreconsolidación, OCR , con la Profundidad (Cano, 2003)

Tabla 5.8 Propiedades mecánicas obtenidas a partir de pruebas triaxiales UU (Cano, 2003)

SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD, m	γ' , KN m ⁻³	W (%)	σ_3 , kPa	$\sigma_1 - \sigma_3$, kPa	ϵ_{falla} (%)
19	47	18.0	8.9	33	827	327	3.0
15	79	54.1	7.3	44	827	294	9.0
12	89	62.3	7.2	47	827	352	8.0
3	86	66.3	7.3	46	827	340	9.0
17	106	86.1	7.5	43	827	390	9.0
13	131	99.8	7.5	37	827	378	9.0
12	117	114.0	8.3	32	827	412	16.0
19	133	118.7	8.0	"-----"	827	452	4.0
20	40	16.3	9.0	30	827	419	5.0
19	45	16.6	7.7	43	827	262	8.0
12	53	21.5	8.3	33	827	290	8.0
10	47	18.4	8.4	33	827	302	9.0
15	50	23.0	6.1	57	827	304	1.0
13	58	23.0	7.5	42	827	336	3.0
5	58	24.8	7.2	45	827	270	6.0
3	58	25.5	7.2	"-----"	827	226	4.0
20	73	44.7	8.1	37	827	279	3.0
13	83	49.8	7.2	39	827	224	2.0
17	84	59.9	7.6	42	827	310	11.0
10	80	63.6	7.4	46	827	360	9.0
20	103	92.8	7.8	36	827	467	1.0
3	113	101.3	7.7	39	827	378	12.0
5	120	101.5	7.9	35	827	368	12.0
15	122	112.9	8.0	33	827	472	8.0

Sensibilidad del suelo: Se define como la relación de la resistencia máxima al corte sin alterar al suelo con respecto a la resistencia al corte remodelado en condiciones no drenadas pero sin ningún cambio en el contenido de agua, Lambe y Whitman (1969). Considerando la resistencia al corte de las pruebas triaxiales UU , las arcillas presentaron una sensibilidad entre 2 a 4.

Propiedades mecánicas estáticas: En la Tabla 5.8 se encuentran resumidos los resultados de los ensayos triaxiales, esfuerzos de confinamiento aplicado, esfuerzo desviador y deformaciones axiales en la falla.

Propiedades de compresibilidad: En la Tabla 5.9 se muestra la información que se obtuvo a partir de pruebas de consolidación unidimensional esto es con el fin de conocer los valores en que variaron los parámetros involucrados.

Tabla 5.9 Propiedades índice y de Compresibilidad a partir de pruebas de consolidación unidimensional (Cano, 2003)

SONDEO	MUESTRA	PROF. m	w_o (%)	w_f (%)	w_L (%)	w_P (%)	e_o	e_f	γ_m kN m ⁻³	P'_c kPa	σ'_v kPa	OCR	G_s	S_r (%)
19	62	17.3	34.2	30.8	71.0	25.0	0.930	0.826	18.9	1053	121	8.70	2.78	97.62
13	57	22.9	43.8	40.0	72.0	25.0	1.168	1.012	17.9	689	165	4.20	2.76	99.31
15	78	53.9	48.2	42.3	89.0	25.0	1.304	1.087	17.6	647	436	1.50	2.79	99.66
12	88	62.2	49.1	42.0	122.0	27.0	1.341	1.093	17.2	608	466	1.30	2.77	97.06
03	83	65.7	46.7	41.5	88.0	25.0	1.290	1.075	17.4	728	524	1.40	2.78	96.61
17	103	85.4	48.8	47.6	83.0	25.0	1.329	1.152	17.3	920	675	1.36	2.76	98.03
12	109	96.0	37.2	34.1	89.0	23.0	1.056	0.855	18.1	786	761	1.03	2.78	93.40
13	133	100.5	45.2	42.8	115.0	24.0	1.225	1.074	17.5	1034	803	1.30	2.74	97.26
12	116	113.8	34.6	34.5	64.0	21.0	0.963	0.881	18.7	1198	939	1.30	2.79	95.75
19	135	119.4	27.1	29.0	95.0	27.0	0.857	0.738	18.6	1341	993	1.35	2.77	84.08
20	39	16.2	30.2	32.8	75.0	22.0	0.885	0.847	18.9	627	121	5.18	2.79	91.39
12	51	20.0	36.3	33.3	74.0	23.0	1.025	0.847	18.5	441	123	3.59	2.82	94.99
10	60	20.2	39.4	38.0	73.0	28.0	1.089	0.980	18.4	707	147	4.81	2.81	98.07
15	47	21.6	40.4	34.8	83.0	23.0	1.127	0.910	18.3	671	160	4.19	2.83	97.62
17	62	21.9	47.8	41.4	88.0	26.0	1.343	1.090	17.5	594	153	3.88	2.83	97.31
14	55	24.9	48.9	41.9	79.0	27.0	1.341	1.098	17.4	589	184	3.20	2.79	98.33
05	63	24.9	46.5	43.5	81.0	26.0	1.241	1.089	17.6	527	177	2.98	2.75	99.20
03	54	24.9	49.1	43.4	83.0	29.0	1.331	1.107	17.4	522	179	2.92	2.78	98.76
20	75	45.4	27.4	21.3	36.0	18.0	0.787	0.569	19.4	666	369	1.80	2.78	92.26
13	85	50.5	40.4	40.2	72.0	23.0	1.174	1.004	17.3	766	407	1.88	2.74	90.46
17	81	59.3	46.5	44.1	79.0	24.0	1.253	1.104	17.6	656	465	1.41	2.76	98.92
10	79	63.4	47.9	42.4	90.0	27.0	1.310	1.084	17.3	656	520	1.26	2.77	96.98
14	74	65.1	49.8	44.2	107.0	30.0	1.385	1.161	17.2	958	533	1.80	2.79	97.17
03	110	100.8	35.7	31.8	85.0	23.0	0.984	0.805	18.6	1221	805	1.52	2.78	96.52
05	117	101.1	29.3	28.5	67.0	22.0	0.840	0.726	19.0	1150	808	1.42	2.77	91.70
15	124	113.6	34.2	31.3	88.0	21.0	0.970	0.797	18.6	1418	924	1.53	2.79	94.19

5.6 Resumen del capítulo

- Los depósitos marinos pueden encontrarse en tres estados de esfuerzo: 1) *normalmente consolidados* ($OCR = 1$); 2) *sobreconsolidados* ($OCR > 1$) producido por glaciaciones anteriores, cementación y endurecimiento tixotrópico y 3) *parcialmente consolidados* al existir exceso de presión de poro por la velocidad de sedimentación, presencia de gas, filtración de agua artesiana y por cargas inducidas por oleaje.
- Los ensayos mecánicos estáticos de laboratorio en tierra incluyen principalmente: *pruebas geológicas, de permeabilidad, consolidación, resistencia al esfuerzo cortante, triaxiales y de corte simple*. Los factores que influyen en los resultados son: *el esfuerzo efectivo promedio (p'_o), los efectos de rotura, contenido de carbonatos y la cementación*.
- Las *arcillas marinas* con el incremento del límite líquido (w_L) aumenta el índice de compresión (C_c). Cuando son normalmente consolidadas la resistencia al corte en condiciones no drenadas normalizada (s_u / σ'_{vo}) aumenta con el índice de plasticidad (I_p) y con el (OCR). E_u / s_u decrece con el incremento de los niveles de esfuerzo y con el incremento de la relación de sobreconsolidación (OCR).
- En *arenas carbonatadas* el módulo de Young (E_s) se incrementa casi linealmente con el incremento del esfuerzo efectivo promedio (p'_o) y decrece con los incrementos de los niveles de esfuerzo. La variación de la relación de Poisson (ν_s) decrece con el incremento de p'_o . Con el incremento del contenido de carbonatos disminuye el límite líquido (w_L) y el índice de plasticidad (w_p) pero aumenta el ángulo de fricción interna (ϕ).
- Existen poca información de los ensayos mecánicos estáticos realizados en *suelos silíceos*.
- Las pruebas *in situ* se llevan a cabo para complementar la información de los ensayos geotécnicos: con el *cono eléctrico* se puede determinar el perfil de suelo, su compacidad, ángulo de fricción interna, resistencia al corte, parámetros de deformación, coeficientes de consolidación, etc.; con la *veleta remota* se evalúa la resistencia al corte en condiciones no drenadas de suelos blandos (s_u menor de 0.5 kg cm^{-2}) y con el *presurímetro* la resistencia (s_u), el esfuerzo horizontal, módulo de rigidez al cortante (G), módulo de Young (E_s), etc.

5.7 Referencias

- Andresen, A., T. Berre, A. Kleven y T. Lunne. (1979). Procedures used to obtain soil parameters for foundation engineering in the North Sea. *Mar Geotech.* 3 (3). P.p. 201-66.
- Baligh, M. M. (1975). Theory of deep site cone penetration resistance. *Research Report R75-56*. Department of Civil Engineering. MIT.
- Baligh, M. M. y J. N. Levaux. (1980). Pore pressure dissipation after cone penetration. *Research Report No. 80-11*. Department of Civil Engineering, MIT.
- Bjerrum, L. y N. E. Simons. (1960). Comparison of shear strength characteristics of normally consolidated clays. *Proc. Res. Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, ASCE. P.p. 711-26.
- Beringen, F. L., H. J. Kolk y D. Windle, (1982). *Cone penetration and laboratory testing in marine calcareous sediments*. ASTM STP 777. Philadelphia: ASTM. P.p. 179-209.

- Briaud, J. L. y B. Meyer. (1983). In situ tests and their application in offshore design. *In Geotechnical practice in offshore engineering*, S. G. Wright (ed.), ASCE. P.p. 244-66.
- Bryant, W. R., A. P. Deflache y P. K. Trabant. (1974). Consolidation of marine clay and carbonates. *In Deep-sea sediments*, A. L. Inderbitzen (ed). New York: Plenum Press. P.p. 209-44.
- Bryant, W. R., W. Hottman y P. Trabant. (1976). Permeability of unconsolidated and consolidated marine sediments, Gulf of Mexico. *Mar. Geotech.* 1(1). P.p. 1-14.
- Burges, N. C., J. M. O. Hughes, R. Innes y J. Gleadowe. (1983). Site investigation and *in situ* testing techniques in Arctic seabed sediments. *Proc. 15th Annual OTC*, Houston, Paper OTC 4583. P.p. 27-34.
- Cano, G. M. (2003). Estudio del comportamiento Estático y Dinámico de los suelos arcillosos de la Sonda de Campeche. *Tesis de Posgrado*, UNAM. México.
- Datta, M., S. K. Gulhati y G. V. Rao (1979a). Crushing of calcareous sands during shear. *Proc. 11th Annual OTC*, Houston, Paper OTC 3525. P.p. 1459-67.
- Datta, M., S. K. Gulhati y G. V. Rao (1979b). Undrained shear behavior of calcareous sands. *Indian Geotech. J.* 9(4). P.p. 365-80.
- Datta, M. G. V. Rao y S. K. Gulhati. (1980b). Development of pore water pressures in a dense calcareous sand under repeated compressive stress cycles. *Proc. Int. Symp. On Soils Under Cyclic and Trans. Loading*. Swansea. Vol. 1. Rotterdam: A. A. Balkema. P.p. 33-47.
- Davie, J. R., C. W. Fenske y S. T. Serocki. (1978). Geotechnical properties of deep continental margin soils. *Mar. Geotech.* 3 (1). P.p. 85-119.
- De Ruiter, J. y F. L. Beringen, (1979). Pile foundations for large North Sea structures. *Mar. Geotech.* 3(3). P.p. 267-314.
- De Ruiter, J. (1982). The static cone penetration test: state-of-the-art report. *Proc. 2nd. Eur. Symp. Penetration Testing*. Amsterdam. P.p. 389-405.
- Demars, K. R., V. A. Nacci, W. E. Kelly y M. C. Wang. (1976). Carbonate content: an index property for ocean sediments. *Proc. 8th Annual OTC*, Houston, Paper OTC 2627. P.p. 97-106.
- Demars, K. R., R. D. Charles y J. A. Richter. (1979). Geology and geotechnical features of the mid-Atlantic continental shelf. *Proc. 11th Annual OTC*, Houston. Paper OTC 3397. P.p. 343-54.
- Dunlap, W. A. y W. R. Bryant. (1978). Pore pressure measurements in underconsolidated sediments. *Proc. 11th OTC*, Houston, Paper OTC 3168. P.p. 1049-58.
- Durgunoglu, H. y J. K. Mitchell. (1975). Static penetration resistance of soils. *Proc. ASCE. Conf. on In-Situ Measurement of Soil Properties*. Vol. 1. P.p. 151-89.
- Esrig, M. I., R. S. Ladd y R. G. Bea. (1975). Material properties of submarine Mississippi Delta sediments under simulated wave loadings. *Proc. 7th Annual OTC, Houston*. Paper OTC 2188. P.p. 399-411.
- Fukuoka, M. y A. Nakase. (1973). Problems of soil mechanics of the ocean floor. *Proc. 8th Int. Conf. Soil Mech. Foundat.* Engng. 4.2. P.p. 205-22.
- Gibson, R. E. (1958). The progress of consolidation in a clay layer increasing in thickness with time. *Geotechnique* 8. P.p. 171-82.
- Hamilton, E. L. (1974). Prediction of deep-sea sediment properties: state-of-the art. *In Deep-sea sediments*, A. L. Inderbitzen (ed.). New York: Plenum Press. P.p. 1-43.
- Hamilton, E. L. (1976). Variation of density and porosity with depth in deep-sea sediments. *J. Sed. Petrol.* 46. P.p. 280-300.
- Hamilton, E. L., R. T. Bachman, W. H. Berger, T. C. Johnson y L. A. Mayer. (1982). Acoustic and related properties of calcareous deep-sea sediments. *J. Sed. Petrol.* 52(3). P.p. 733-53.
- Herrmann, H. G. y W. N. Houston. (1976). Response of seafloor soils to combined static and cyclic loading. *Proc. 8th Annual OTC*, Houston, Paper OTC 2428. P.p. 53-60.
- Herrmann, H. G., D. A. Raecke y J. D. Albertsen. (1972). *Solution of practical seafloor foundation systems*. Tech. Rep. R-761. US Naval Civ. Engng. Lab.
- Herrmann, H. G. y W. N. Houston. (1978). Behavior of seafloor soils subjected to cyclic loading. *Proc. 10th Annual OTC*, Houston. Paper OTC 3260. P.p. 1797-1808.
- Horn, D. R., M. N. Delach y B. M. Horn. (1974) Physical properties of sedimentary provinces, North Pacific and North Atlantic Ocean. *In Deep-sea sediments*, A. L. Inderbitzen (ed.). New York: Plenum Press. P.p. 417-41.

- Hughes, J. M., C. P. Wroth y D. Windle. (1977). Pressuremeter tests in sands. *Geotechnique* 27. P.p. 455-77.
- Jaky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. *J. Soc. Hung. Archis. Engrs.* Budapest. Oct. P.p. 355-8.
- Jamiolkowski, M., C. C. Ladd, J. T. Germaine y Lancellotta. (1985). New developments in field and laboratory testing of soils. Theme Lecture 2, *11th Int. Conf. Soil Mech. Foundat. Engng.* Mexico City 1. P.p. 191-6.
- Janbu, N. y K. Senneset. (1975). Effective stress interpretation of *in situ* static penetration tests. *Eur. Symp. Penetration Testing.* Stockholm. Vol. 2.2. P.p. 181-93.
- Kenney, T. C. (1959). Discussion. *J. Soil Mech. Foundat. Div., ASCE* 85 (SM3). P.p. 67-79.
- King, R. W., W. R. Van Hooydonk, H. J. Kolk, y D. Windle. (1980). Geotechnical investigations of calcareous soils of the North West Shelf, Australia. *Proc. 12th Annual OTC*, Houston. Paper OTC 3772. P.p. 303-13.
- La Rochelle, P. (1981). Limitations of direct simple shear test devices. *STP 740*. Philadelphia: ASTM. P.p. 653-8.
- Lacasse, S. y M. Vucetic. (1981). Discussion of State of the art: laboratory strength testing of soils. *STP 740*. Philadelphia: ASTM. P.p. 633-7.
- Ladd, C. C. y A. S. Azzouz. (1983). Stress history and strength of stiff offshore clay. *In Geotechnical practice in offshore engineering*, S. G. Wrigth (ed.). ASCE. P.p. 65-80.
- Ladd, C. C. y R. Foott (1974). New design procedure for stability of soft clay. *J. Geotech. Engng. Div., ASCE* 100 (GT7). P.p. 763-86.
- Ladd, C. C. (1981). Discussion on laboratory shear devices. *STP 740*. Philadelphia: ASTM. P.p. 643-52.
- Ladd, C. C. y Edgers L. (1972). Consolidated-Undrained Direct-Simple Shear Test on Saturated Clay. Report R72-82. No. 284. Dept. of Civil Eng. Mass. Inst. Of Technology. Cambridge. P.p. 224.
- Ladd, C. C., R. Foott, K. Ishihara, F. Schlosser y H. G. Poulos. (1977). Stress-deformation and strength characteristics: state-of-the-art report. *9th Int. Conf. Soil Mech. Foundat. Engng.* Tokyo, vol. 2, P.p. 421-94.
- Lambe, W. T y Whitman V. R. (1969). *Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, Inc. New York.
- Lunne, T. y H. P. Christoffersen. (1983). Interpretation of cone penetrometer data for offshore sands. *Proc. 15th Annual OTC*, Houston, vol. I. P.p. 181-92.
- Lunne, T. y A. Kleven. (1981). Role of CPT in North Sea foundation engineering. *In Cone penetration testing and experience*, G. M. Norris y R. D. Holtz (eds.). ASCE. P.p. 76-107.
- Mair, R. J. y D. M. Wood. (1984). *A review of the use of pressuremeters for in situ testing*. London: CIRIA.
- Marsland, A. (1977). The evaluation of the engineering design parameters for glacial clays. *Q. J. Engng. Geol.* 10(1). P.p. 1-26.
- Mayne, P. W. y F. H. Kulhawy. (1982). Ko-OCR relationships in soil. *J. Geotech. Engng. Div. ASCE* 108 (GT6). P.p. 851-72.
- Meyerhof, G. G. (1979). Geotechnical properties of offshore soils. *1st Can. Conf. Mar. Geotech. Engng.* P.p. 253-60.
- Molnia, B. F. y D. A. Sangrey. (1979). Glacially derived sediments in the North Gula of Alaska-geology and engineering characteristics. *Proc. 11th Annual OTC*, Houston. Paper OTC 3433. P.p. 647-55.
- Nacci, V. A., W. E. Kelly, M. C. Wang y K. R. Demars. (1974). Strength and stress-strain characteristics of cemented deep-sea sediments. *In Deep-sea sediments*, A. L. Inderbitzen (ed.). New York: Plenum Press. P.p. 129-50.
- Nauroy, J. F. y P. Le Tirant. (1981). Comportement des sediments marins carbonates. *Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. Foundat. Engng.* Stockholm 3. P.p. 265-8.
- Noorany, I., O. H. Kirsten y G. L. Luke. (1975). Geotechnical properties of sea-floor sediments off the coast of southern California. *Proc. 7th Annual OTC, Houston*. Paper OTC 2187. P.p. 389-98.
- Okusa, S., T. Nakamura y N. Dohi. (1983). Geotechnical properties of submarine sediments in the Seto Inland Sea. *Mar. Geotech.* 5(2). P.p. 131-52.

- Olsen, H. W., B. A. McGregor, J. S. Booth, A. P. Cardinell y T. L. Rice. (1982). Stability of near-surface sediment on the Mid-Atlantic upper continental slope. *Proc. 14th Annual OTC, Houston*, Paper OTC 4303. P.p. 21-35.
- Poulos, H. G., M. Uesugi y G. S. Young. (1982). Strength and deformation properties of Bass Strait carbonate sands. *Geotech. Engng.* 13(2). P.p. 189-211.
- Poulos, H. G., E. W. Chua y T. S. Hull. (1984). Settlement of model footing on calcareous sand. *Geotech. Engng.* 15(1). P.p. 21-35.
- Quiros, G. W., A. G. Young, J. H. Pelletier y H.-C. Chan. (1983). Shear strength interpretation for Gulf of Mexico clays. *In Geotechnical practice in offshore engineering*, S. G. Wright (ed.). ASCE. P.p. 144-65.
- Richards, A. F., H. D. Palmer y M. Perlow. (1975). Review of continental shelf marine geotechnics: distribution of soils, measurement of properties, and environmental hazard. *Mar. Geotech.* 1(1). P.p. 33-67.
- Robertson, P. K. y R. G. Campanella. (1984). *Guidelines for use and interpretation of the electronic cone penetration test*. Soil Mech. Series no. 69. Department Civil Engineering University of British Columbia.
- Saada, A. S. y F. C. Townsend. (1981). *State of the art: laboratory strength testing of soil*. STP 740. Philadelphia: ASTM. P.p. 7-77.
- Sangrey, D. A. (1977). Marine geotechnology-state of the art. *Mar. Geotech.* 2. P.p. 45-80.
- Schiffman, R. L. y V. Pane. (1984). Non-linear finite strain consolidation of soft marine sediments. *In Seabed mechanics*. B. Denness (ed.), Ch. 17. London: Graham y Trotman.
- Schmertmann, J. H. (1978). Guidelines for cone penetration test. *In Performance and design*. US Department of Transportation, F. H. A., Washington, DC.
- Skempton, A. W. (1954). The pore pressure coefficients A y B. *Geotechnique* 4. P.p. 143-7.
- Terzaghi, K. y R. B. Peck. (1967). *Soil mechanics in engineering practice*. 2nd. Edn. New York: Wiley.
- Trofimenkov, J. G. (1974). Penetration testing in Eastern Europe. *ESOPT-1, Stockholm*, Vol. 2.1, P.p. 24-8.
- Vesic, A. S. (1975). Bearing capacity of shallow foundations. *In Handbook of foundation engineering*, H. F. Winterkorn y H. Fang (eds.). New York: Van Nostrand.
- Vesic, A. S. y G. W. Clough. (1968). Behaviour of granular materials under high stresses. *J. Soil Mech. Foundat. Div.*, ASCE 94 (SM3). P.p. 661-88.
- Wang, J. L., V. Vivatrat y J. R. Rusher. (1982). Geotechnical properties of Alaska OCS silts. *Proc. 14th Annual OTC, Houston*, Paper OTC 4412. P.p. 415-33.
- Whelan, T. J. M. Coleman, J. N. Suhayda y L. E. Garrison (1975). The geochemistry of recent Mississippi River delta sediments: gas concentration and sediment stability. *Proc. 7th Annual OTC, Houston*. Paper OTC 2342. Vol. 3. P.p. 71-84.
- Wroth, C. P. (1979). Correlations of some engineering properties of soils. *Proc. 2nd BOSS Conf. London*, P.p. 121-32.
- Wroth, C. P. (1984). The interpretation of *in situ* soil tests. *Geotechnique* 34(4), P.p. 449-89.
- Wroth, C. P. y D. M. Wood. (1978). The correlation of index properties with some basic engineering properties of soils. *Can. Geotech. J.* 15(2). P.p. 137-45.

5.8 Bibliografía

- Bowles, J. E. (1996). *Foundation Analysis and Design*. Ed. McGraw Hill. 5^a. Ed. Illinois. USA.
- Mesri, G. y P. M. Godlewki. (1977). Time-and stress-compressibility interrelation-ship. *J. Geotech. Engng. Div.* ASCE 103 (GT5).
- Poulos, H. G. (1988). *Marine Geotechnics*. Ed. Unwin Hyman. Gran Bretaña.
- Popov, E. P. (1978). *Introducción a la Mecánica de Sólidos*. Ed. Limusa. 1^a. Reim. México.

CAPÍTULO 6

6. PRUEBAS DINÁMICAS

Ensayes en el laboratorio en muestras de suelo sometidas a carga estática revelan que existen resultados y comportamientos diferentes en cuanto se aplican cargas cíclicas o repetidas. En el caso de los suelos marinos las cargas cíclicas pueden ser ocasionadas por el oleaje, sismos, vibración e impacto; no obstante, el comportamiento de respuesta de los suelos arcillosos y granulares ante tales cargas es posible manejarla de una manera razonablemente unificada como se describe a continuación.

6.1 Comportamiento de los suelos ante carga cíclica

6.1.1 Conceptos de la teoría del estado crítico

Los conceptos de la teoría del estado crítico en la Mecánica de Suelos (Atkinson y Bransby, 1978) son de gran utilidad por ser un modelo completo para describir el comportamiento del suelo ante la respuesta de carga estática o cíclica, ya que interrelaciona los estados de esfuerzo, deformación y los cambios volumétricos; por lo que el estado de un suelo en cualquier tiempo puede ser representado únicamente por un punto en el espacio cuyas coordenadas son: p' , q y e ; donde e es la relación de vacíos, p' es el esfuerzo efectivo principal promedio igual a $(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3$ y q es el esfuerzo desviador $\sigma'_1 - \sigma'_3$. Debido a la dificultad de graficar la trayectoria de estado en tres dimensiones es preferible manejarla en una representación bidimensional en los planos: $q-p'$ y $e-p'$, como se muestra en la Fig. 6.1, resultando p' igual a $(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$ y q continúa igual a $\sigma'_1 - \sigma'_3$. En éste modelo también se puede representar la trayectoria de los estados típicos: (a) en condiciones *no drenadas* y (b) condiciones *drenadas*, donde las condiciones de esfuerzo de falla se dan con la traza M , cuya pendiente se expresa como:

$$M = \frac{6 \operatorname{sen} \phi'}{3 - \operatorname{sen} \phi'} \quad (6.1)$$

Durante la etapa de prueba con drenaje el suelo sufrirá cambios de volumen; mientras que en la prueba en condiciones no drenadas el volumen se mantendrá constante. El cambio de volumen implica la compresibilidad de la estructura del suelo, como se indica en la Fig. 6.1. La línea (1) representa la condición de la recuperación de la deformación volumétrica elástica. Omitiendo efectos de histéresis, su expresión es:

$$e = e_0 - x \ln(p'/p'_0) \quad (6.2)$$

En que x es el índice de recuperación expresado en escala del logaritmo natural; siendo $x = C_s/2.3$, donde C_s es el índice de descarga (o recuperación). La línea (2) representa la compresión (o endurecimiento), cuya expresión es:

$$e = e_0 - \lambda \ln(p'/p'_0) \quad (6.3)$$

Donde λ es el índice de compresión expresado en escala del logaritmo natural; siendo $\lambda = C_c / 2.3$, donde C_c es el índice de compresión del suelo. También puede obtenerse como $C_c = -\Delta e / \Delta(\log \sigma'_v)$.

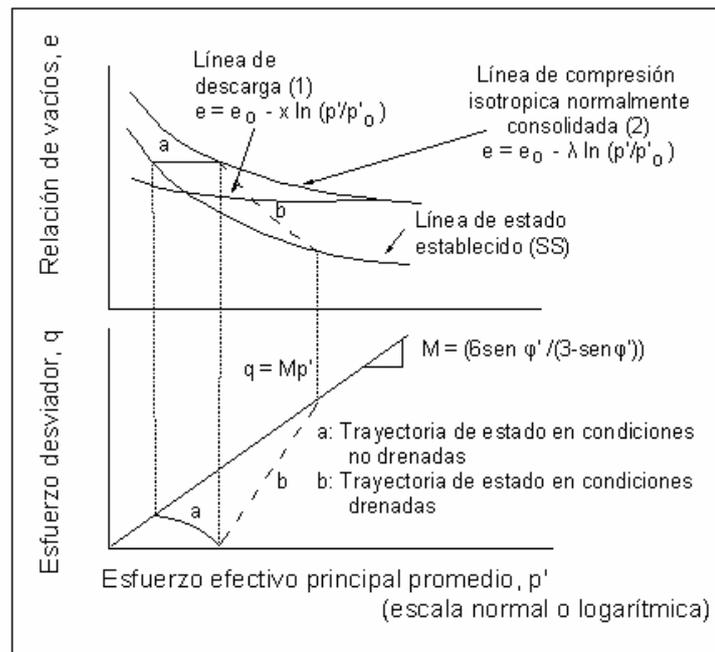


Figura 6.1 Representación del espacio de estado en dos dimensiones (modificada de Poulos, 1988)

Para el estado de esfuerzos isotrópicos efectivos ($\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3 > 0$), la trayectoria de esfuerzos inicia en el plano $q = 0$; mientras que para las condiciones de esfuerzos anisotrópicos efectivos ($\sigma'_1 \neq \sigma'_2 \neq \sigma'_3 > 0$), la trayectoria pasa a través del espacio de estado.

En las teorías clásicas del estado crítico, existen dos líneas límite: la primera es la del *estado establecido* (SS), que es un estado de falla en el que el suelo se deforma continuamente a volumen y esfuerzos efectivos constantes; esto corresponde al concepto de Casagrande de la relación crítica de vacíos para arenas. El segundo es el estado de falla inducido por carga cíclica, llamado por Sangrey y otros (1978) el *estado límite cíclico* (CLS).

La Fig. 6.2, ilustra las dos líneas de estado y cuando el suelo presenta un comportamiento *contractivo* o *dilatante*. Es contractivo (corresponde al comportamiento de las arcillas normalmente consolidadas y arenas sueltas) cuando se carga desde el inicio hasta la falla, presentando continuos incrementos positivos en la presión de poro con su respectivo decremento en la relación de vacíos; mientras que un suelo es dilatante (correspondiente al comportamiento de las arcillas sobreconsolidadas y las arenas densas) cuando previo a la falla, muestra un decremento en la presión de poro simultáneamente a un incremento en la relación de vacíos. Siendo la línea de estado establecido (SS) una división aproximada entre los dos estados.

En la Fig. 6.2, se ejemplifican cuatro trayectorias de estado que dependen del tipo de suelo y de los esfuerzos a que es sometido:

- ❖ La trayectoria $\textcircled{\text{I}}$ representa una prueba de compresión en condiciones no drenadas de un suelo contractivo, caracterizada por un continuo incremento en la presión de poro y por lo tanto un decremento en el esfuerzo normal efectivo hasta que ocurra la falla.
- ❖ La trayectoria $\textcircled{\text{II}}$ ilustra un ensaye de compresión en condiciones no drenadas en un espécimen de suelo dilatante. Se da un decremento en la presión de poro desde el punto inicial (d) hasta que el esfuerzo cortante pico (o máximo) se alcanza en el punto (e); posteriormente, por el incremento en la presión de poro puede ocurrir que la línea de estado establecido sea alcanzada en el punto (f).
- ❖ La trayectoria $\textcircled{\text{III}}$ es típica de una prueba de compresión en condiciones drenadas en un suelo contractivo, se caracteriza por un continuo decremento en la relación de vacíos.
- ❖ La trayectoria $\textcircled{\text{IV}}$ representa la carga cíclica en un suelo contractivo saturado en condiciones no drenadas. El estado de esfuerzo inicial, anisotrópico en este caso, es el punto (j) y cada carga cíclica conduce a un incremento en la presión de poro positiva. Tarde o temprano, esta presión de poro positiva acumulada reduce el estado de esfuerzo efectiva al punto donde la trayectoria de esfuerzos interseca la condición de falla, en el punto (k) en la línea del estado límite cíclico (CLS), desde este punto, el suelo continuará deformándose. El comportamiento bajo carga cíclica depende del nivel de esfuerzo aplicado, para niveles bajos, la acumulación de la presión de poro positiva puede quedar limitada y establecerse una condición de equilibrio a la derecha del punto (k) antes que el estado límite cíclico sea alcanzado.

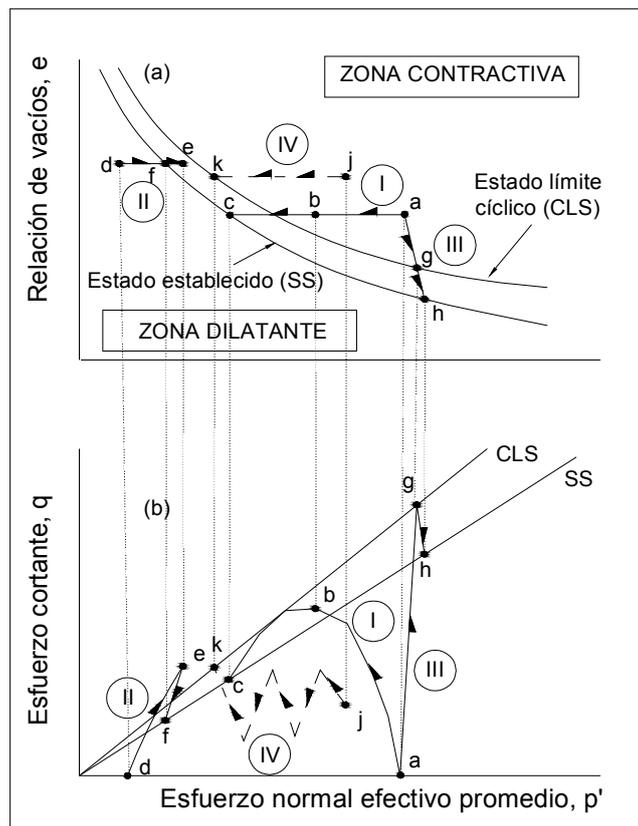


Figura 6.2 Representación del espacio de estado de varias trayectorias de esfuerzo a) Relación de vacíos, e , versus Esfuerzo normal efectivo promedio, p' , y b) Esfuerzo cortante, q versus Esfuerzo normal efectivo promedio, p' , (Sangrey y otros, 1978)

6.1.2 Comportamiento de los suelos contractivos en condiciones no drenadas ante carga cíclica

La Fig. 6.3 muestra el efecto de la carga repetida en suelos *contractivos* saturados en condiciones *no drenadas* que ocasiona la falla debido a la deformación acumulada por la generación de la presión de poro resultado de una condición de esfuerzo efectivo en el estado límite cíclico del suelo (CLS).

Las trayectorias de estado correspondientes a los ensayos de la Fig. 6.3 se muestran en la Fig. 6.4; existiendo similitud en la respuesta de las arcillas y de las arenas contractivas, pero en cuanto a las diferencias las siguientes son las principales:

- En las arenas, se presentan grandes deformaciones al alcanzar el punto k' , por lo que el nivel del esfuerzo cíclico (CLS) es mayor para las arcillas que en las arenas.
- La línea hacia el estado límite cíclico para arenas (Fig. 6.4b) es mucho más plana que para arcillas (Fig. 6.4a), debido a que tienen un menor rango en la variación de la relación de vacíos, ocasionando que en las arenas sea mayor la presión de poro generada.

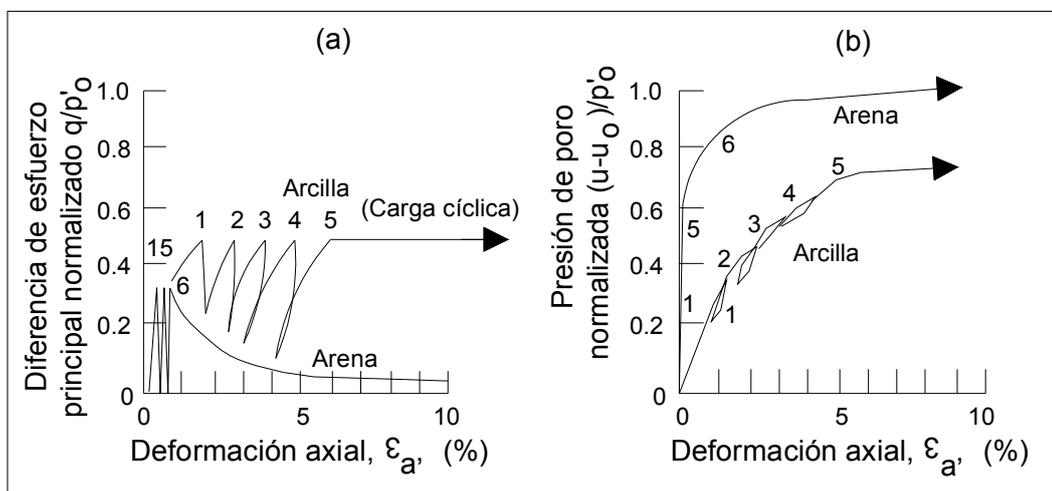


Figura 6.3 Carga cíclica sobre muestras de arcillas y arenas contractivas conducen a la falla cuando se incrementa lo suficiente la presión de poro (Sangrey y otros, 1969)

Sangrey y otros (1969) definieron el *nivel crítico de carga repetida* (CLRL) (Fig. 6.5), como el nivel del esfuerzo cíclico de un suelo en condiciones no drenadas que al sobrepasarlo éste fallara al acumular rápidamente grandes deformaciones producidas al generarse presión de poro. Para niveles de esfuerzos menores al CLRL el suelo tendrá un comportamiento elástico a poco degradable manteniendo un estado de equilibrio sin fallar. El CLRL se obtiene mediante la diferencia de los esfuerzos principales (o esfuerzo cortante) en el estado límite cíclico.

En la Fig. 6.6 se muestran datos que relacionan el CLRL con la pendiente de descarga $x/(1+e_0)$ donde se determina que es mucho menor el CLRL para las arenas que para las arcillas y esto es atribuido a la compresibilidad.

Al fenómeno de reducción de resistencia bajo carga cíclica o monótonica en condiciones no drenadas aplica a todos los suelos contractivos, pero en el caso particular de las arenas donde se desarrollan grandes reducciones de resistencia rápidamente y ocurre la falla se le llama *licuación*.

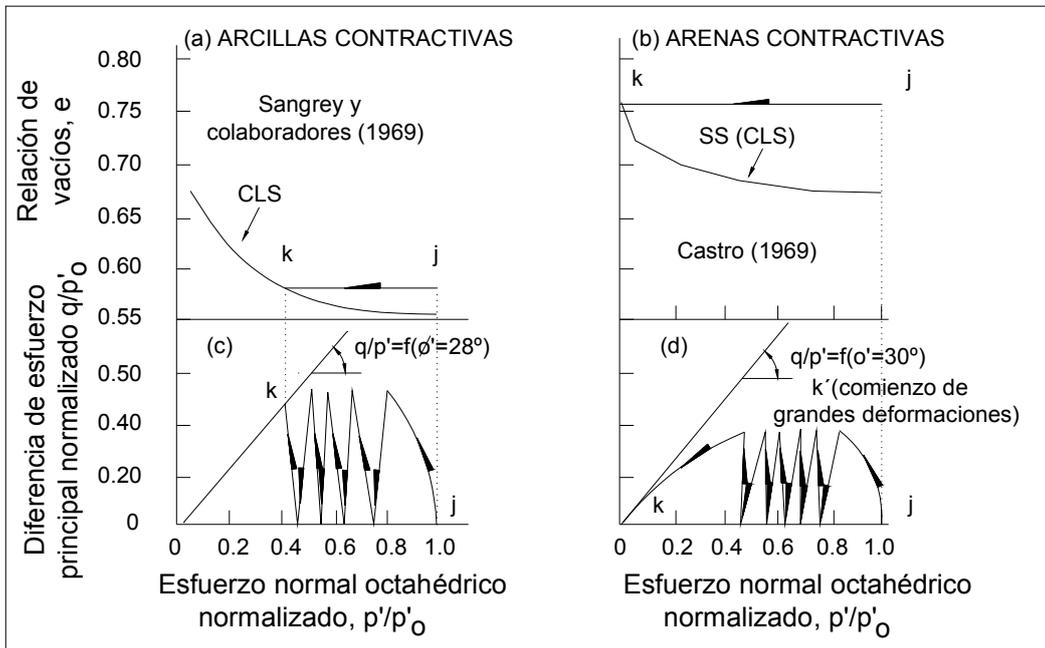


Figura 6.4 Comparación de las trayectorias de estado de muestras de arenas y arcillas contractivas cuando están sometidas a carga cíclica. (Sangrey y otros 1969, Castro 1969).

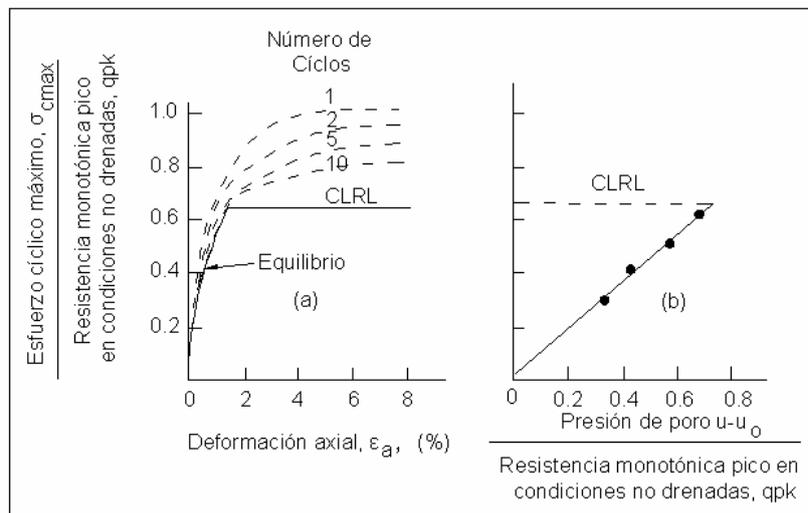


Figura 6.5 Comportamiento general de suelos contractivos bajo carga cíclica. a) El equilibrio de la deformación se alcanza cuando los esfuerzos ciclos se encuentran por debajo de la línea CLRL: el esfuerzo cíclico arriba de CLRL ocasionará una continua deformación ó falla. b) La proporción lineal entre la presión de poro y el esfuerzo cíclico están relacionados únicamente para niveles de esfuerzo sin fallar (Sangrey y otros, 1969).

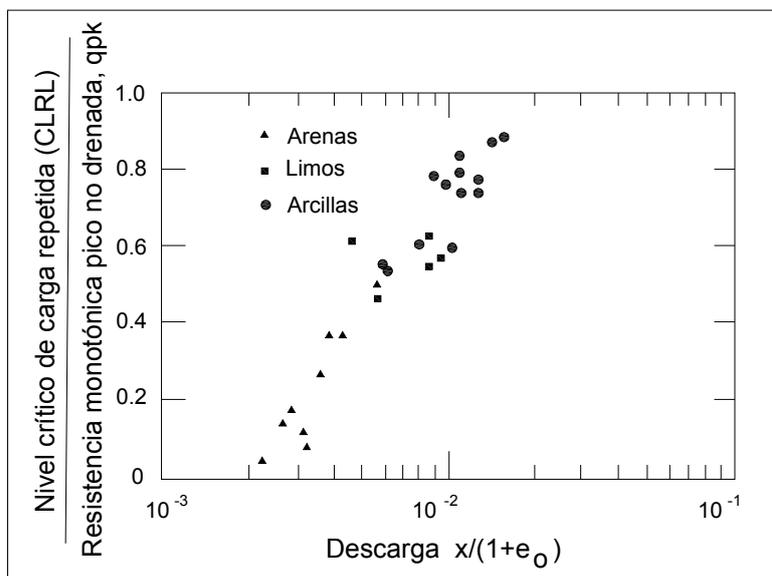


Figura 6.6 Nivel crítico de carga repetida (CLRL) de ensayos en condiciones no drenadas en suelos contractivos (Sangrey y otros, 1978)

6.1.3 Comportamiento de los suelos dilatantes en condiciones no drenadas ante carga cíclica

La Fig. 6.7 ilustra el comportamiento para arcillas y arenas *dilatantes* en condiciones *no drenadas* tanto para carga monotónica como cíclica. La arcilla acumula presión de poro negativa durante la carga y también puede acumular deformaciones, pero son relativamente pequeñas para el nivel de esfuerzos cíclico máximo menor al 85% de la resistencia a la compresión en condiciones no drenadas (Brown y otros, 1975).

A diferencia de las arcillas dilatantes, las arenas dilatantes aún bajo esfuerzos tan bajos como de 0.05 a 0.3 veces la resistencia a la compresión en condiciones no drenadas acumulan presión de poro positiva durante la carga cíclica y esta puede ser lo suficientemente grande para causar que la trayectoria de esfuerzos se continúe a lo largo de la línea de falla provocando deformaciones importantes no recomendables en obras de ingeniería (Fig. 6.7d).

En la Fig. 6.8, se compara el comportamiento de las arenas contractivas y dilatantes. Para las arenas contractivas, durante el cuarto ciclo, la diferencia del esfuerzo principal alcanza un pico pero después declina, mientras que la presión de poro continúa elevándose hasta alcanzar un valor constante máximo en donde la muestra experimenta deformación continua (*licuación*). En contraste, en arenas dilatantes, hasta el 15 ciclo, la presión de poro decrece cuando el esfuerzo principal se incrementa y la muestra endurece. Si la muestra posteriormente se carga monotónicamente, la resistencia a la compresión en condiciones no drenadas llegará a ser mayor que a la carga cíclica anterior (Castro y Christian, 1976). Aunque la carga cíclica en tal caso no da como resultado la falla por esfuerzo efectivo o reducción significativa de resistencia, la deformación acumulada puede ser muy grande para ser aceptada y puede constituir una falla ingenieril.

Para suelos contractivos saturados, la acumulación de la presión de poro por una carga cíclica es importante, ya que está directamente relacionado con la reducción de su resistencia. Para suelos dilatantes, los problemas comunes pueden surgir de la deformación acumulada y de la posibilidad de disipación de la presión de poro debido a drenaje.

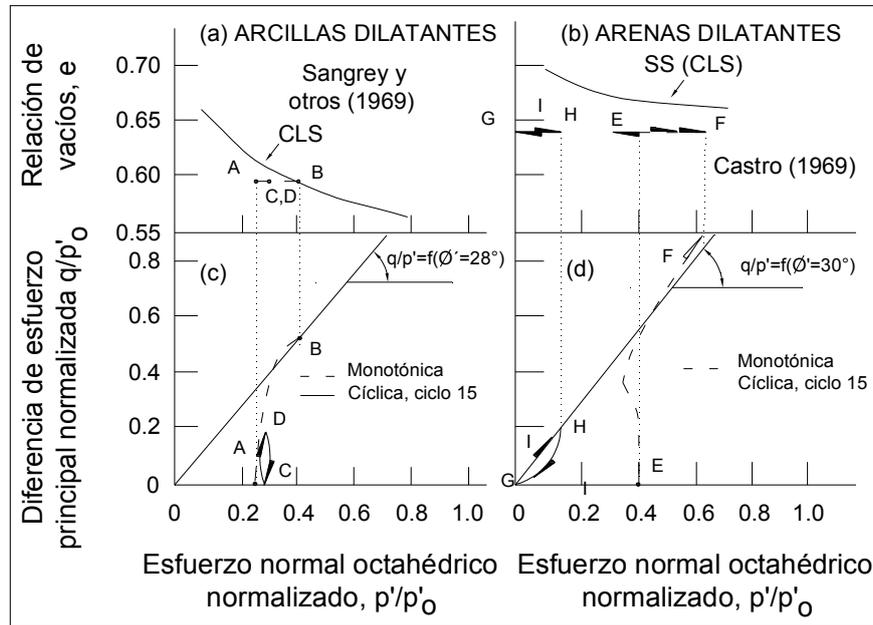


Figura 6.7 La diferencia ante la respuesta de carga cíclica de: a) y c) arcillas dilatantes; b) y d) arenas dilatantes (Brown y otros, 1975)

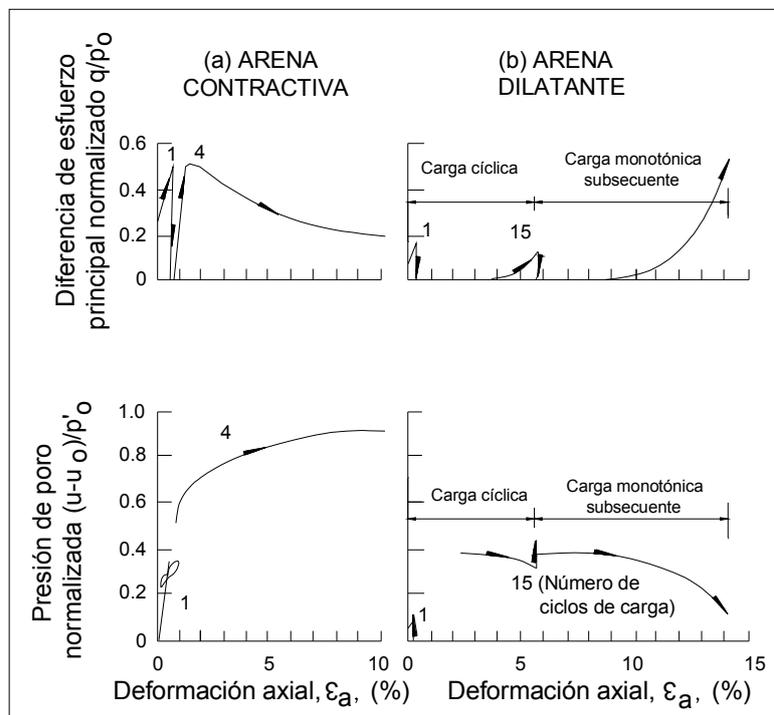


Figura 6.8 a) La carga cíclica de arenas contractivas puede guiar a la pérdida de la resistencia (licuación) b) La carga cíclica de arenas dilatantes puede conducir a una gran acumulación de deformación pero no existe pérdida de resistencia (Castro, 1969)

6.1.4 Efectos de drenaje

El *drenaje* es la respuesta del suelo para disipar la presión de poro residual al ser sometido a un esfuerzo cíclico y posteriormente a un esfuerzo monotónico. El signo de la presión de poro residual determinará si el drenaje mejora o empeora la respuesta del suelo. La Fig. 6.9 ilustra el comportamiento de una arcilla contractiva sujeta a ciclos repetidos de esfuerzo con drenaje permitido entre los ciclos. Inicialmente, la presión de poro positiva residual permanece después de cada ciclo de carga y la disipación resulta en una reducción de contenido de agua y de la relación de vacíos (Fig. 6.9a). Para arcillas, esta reducción en la relación de vacíos cambia el estado límite cíclico e incrementa el nivel CLRL repercutiendo en una mejor respuesta a carga cíclica; al mismo tiempo, también se incrementa la resistencia al corte en condiciones no drenadas (France y Sangrey, 1977). Esta mejora dependerá de la sensibilidad de la arcilla.

En el caso de arcillas dilatantes (Fig. 6.10) sujetas a un nivel de esfuerzo cíclico relativamente alto (Fig. 6.10a), la presión de poro residual negativa permanece en la muestra después del primer ciclo de carga y su disipación es acompañada por el incremento en la relación de vacíos. Durante el tercer ciclo, la muestra falla al incrementarse la relación de vacíos lo suficiente para reducir el CLRL por debajo del nivel de esfuerzo desviador cíclico. En contraste, para la muestra sujeta a un nivel relativamente bajo de esfuerzos cíclico, la presión de poro residual positiva desarrollada después los primeros dos ciclos se mantiene hasta los 20 ciclos o más y la respuesta de la deformación por tener un comportamiento elástico no produce el incremento de volumen.

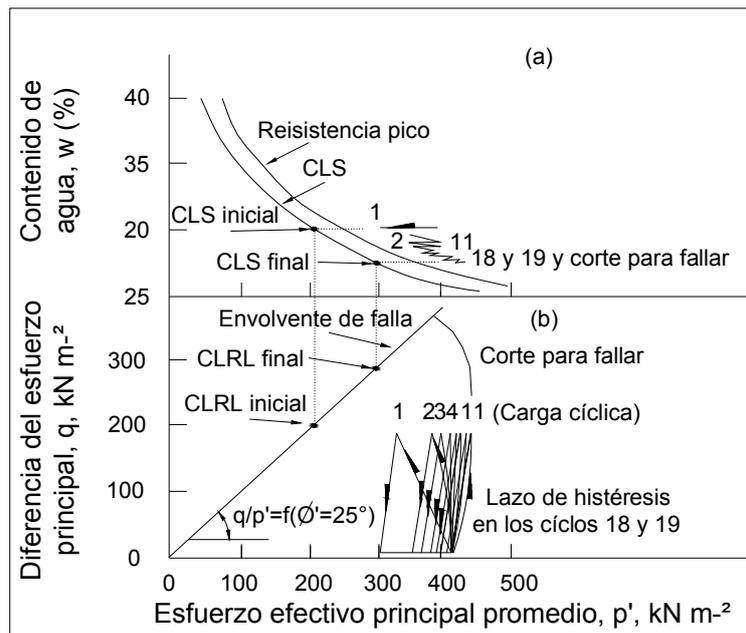


Figura 6.9 Drenaje durante la carga cíclica de una arcilla contractiva produce un cambio en el estado límite cíclico (CLS), resultando en un incremento en el nivel crítico de cargas repetidas (CLRL) (France y Sangrey, 1977).

Generalmente, la disipación de la presión de poro negativa residual tiene un efecto retardado en la respuesta del suelo a carga cíclica que depende del tipo de suelo, de la compacidad inicial, de la relación de sobreconsolidación inicial y de la magnitud del esfuerzo cíclico aplicado.

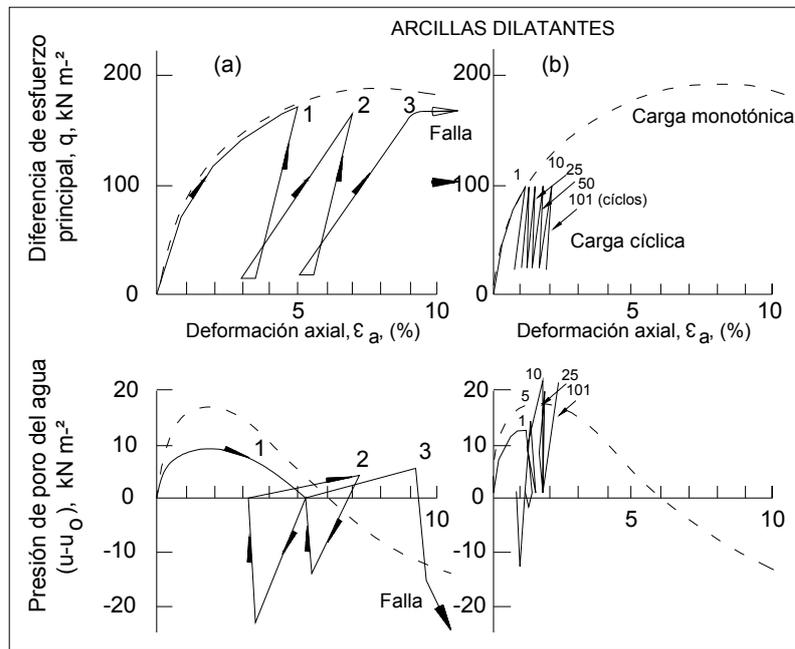


Figura 6.10 Drenaje durante la carga cíclica de una arcilla dilatante ocasiona que decrezca el nivel crítico de carga repetida resultando en: a) falla para niveles de esfuerzo cíclicos altos b) equilibrio sin fallar para niveles de esfuerzo cíclicos bajos (France y Sangrey, 1977)

6.2 Procedimiento para llevar a cabo pruebas cíclicas en el laboratorio

1. Definir la trayectoria de esfuerzos prevista ante la presencia de una carga.
2. Aplicar contrapresión para eliminar burbujas de aire y saturar a la muestra.
3. Consolidar la muestra de suelo bajo condiciones isotrópicas o anisotrópicas para simular los esfuerzos estáticos que existen bajo condiciones de equilibrio en el campo; en la mayoría de los casos, las condiciones de esfuerzo K_0 son relevantes.
4. Aplicar una serie de esfuerzos cíclicos uniformes a la muestra. Generalmente, esta etapa se lleva a cabo bajo condiciones no drenadas, especialmente en el caso de suelos arcillosos, debido a que la disipación de la presión de poro es muy lenta.
5. Se lleva el control del esfuerzo cortante aplicado, número de ciclos y la deformación acumulada. Los resultados típicos se muestran en los diagramas de la Fig. 6.11.
6. La deformación para muestras similares sujetas a diferentes niveles de esfuerzos cíclicos son las que se presentan en la Fig. 6.12. Estas gráficas son útiles para estimar para qué número de ciclos se presentará la deformación esperada debido a carga cíclica.
7. Una estimación de la deformación acumulada por efecto de la disipación de la presión de poro puede ser obtenida al permitir el drenaje que ocurre después de aplicar un número específico de ciclos. El efecto de drenaje puede variar significativamente dependiendo de la relación de sobreconsolidación inicial (OCR) de la muestra.
8. Al menos dos procedimientos de prueba pueden ser adoptados si deseamos realizar pruebas cíclicas: el primero contempla la aplicación de continuas cargas cíclicas hasta generar grandes deformaciones; el segundo, es suspender la prueba cíclica después de alcanzar un número específico de ciclos (o una amplitud de deformación cíclica específica) y entonces ejecutar una prueba de carga estática hasta fallar la muestra. Este último procedimiento proveerá información de la pérdida de resistencia al corte debido a la carga cíclica, como se muestra en la Fig. 6.13. La relación de la resistencia post-cíclica a la resistencia al corte

estática, $CSR = s_{ucyc} / s_u$, algunas veces referida como el *nivel (relación) de esfuerzo cíclico*. Para Thiers y Seed (1969) indican que, en arcillas, la relación de esfuerzo cíclico (*CSR*) depende de la cantidad de deformación cíclica acumulada ϵ_p con respecto a la deformación estática de falla ϵ_{fs} .

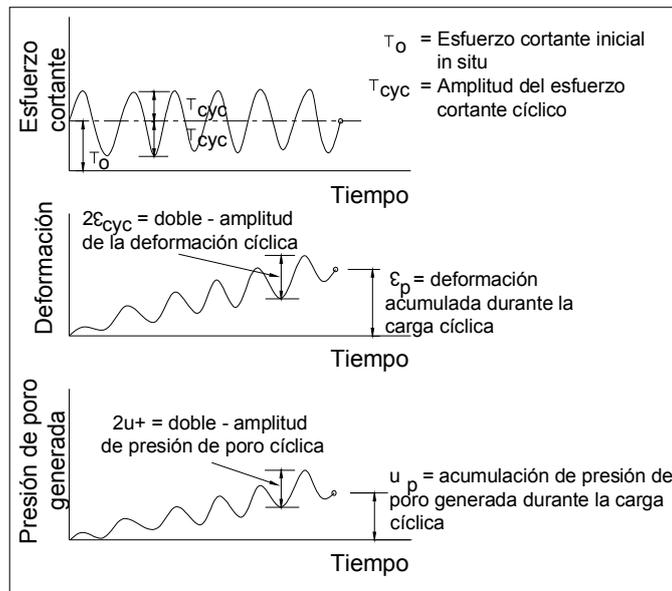


Figura 6.11 Resultados típicos de una prueba cíclica de laboratorio (Poulos, 1988)

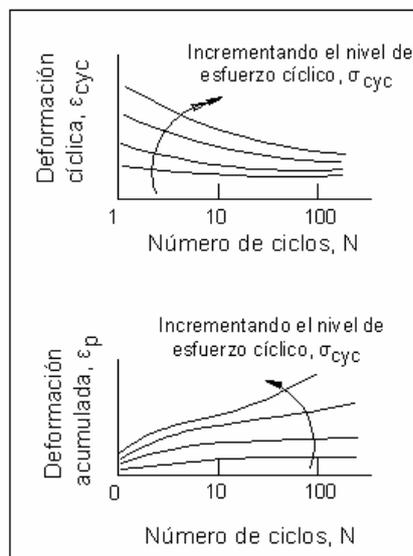


Figura 6.12 Deformación acumulada esperada dependiendo del nivel del esfuerzo cíclico y número de ciclos (Poulos, 1988)

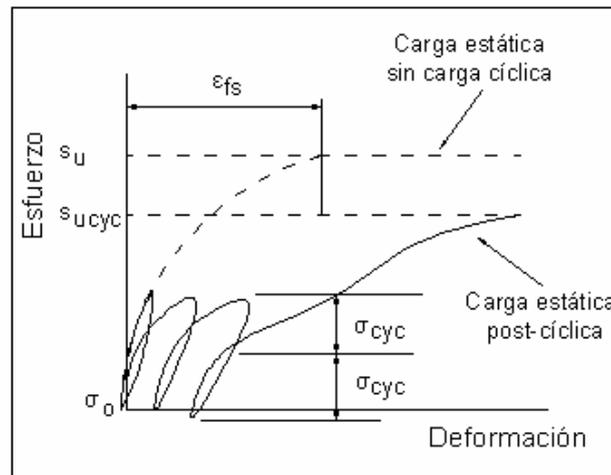


Figura 6.13 Prueba de carga estática post-cíclica (Poulos, 1988)

9. Es posible aproximar una secuencia de carga cíclica irregular por un número equivalente de ciclos de esfuerzos uniformes, el procedimiento utiliza la regla de Miner de daño equivalente analizado por Lee y Focht (1976a). Considerando un nivel de esfuerzo cíclico seleccionado arbitrariamente S_e , el número total equivalente de ciclos uniformes N_{eq} correspondiente a la secuencia de carga irregular está dado por:

$$N_{eq} = \sum \left(\frac{N_i}{N_{if}} \right) N_e \quad (6.4)$$

Donde N_i es el número de ciclos de esfuerzos S_i , N_{if} es el número de ciclos uniformes de esfuerzo S_i requeridos para causar la falla y N_e es el número de ciclos uniformes de esfuerzos S_e para causar la falla. La sumatoria en la ecuación 6.4 es ejecutando todos los esfuerzos S_i en una secuencia de carga irregular.

6.3 Comparación de pruebas dinámicas

La mayoría de pruebas de laboratorio estáticas y dinámicas son realizadas en una *cámara triaxial* convencional o en un *aparato de corte simple*. Cada una tiene limitaciones debido a la no uniformidad del esfuerzo dentro de la muestra que son mencionados con detalle por Wood (1982). En las pruebas triaxiales, las inexactitudes pueden deberse a los efectos de restricción en los extremos, a la colocación de la membrana y a la aplicación de velocidades excesivas de carga.

Pyke (1978) comparó los resultados de las pruebas triaxial cíclica y de corte simple en arenas silíceas. La mayor diferencia es que en las pruebas de corte simple, es que el espécimen de prueba es directamente sometidos a esfuerzos cortantes, mientras en las pruebas triaxiales, es cargado alternativamente en compresión y extensión. En la prueba de corte simple, la dirección de esfuerzo principal rota continuamente a través de un ángulo relativamente pequeño (dependiendo del valor de K_0), mientras que en las pruebas triaxiales, el esfuerzo principal rota abruptamente 90° por cada medio ciclo. La diferencia entre las pruebas es ilustrado por medio del círculo de de Mohr en la Fig. 6.14.

Las Fig. 6.15 y 6.16 muestran el comportamiento esfuerzo-deformación para los dos tipos de pruebas; presentándose los resultados en la prueba triaxial sin simetría, siendo burdamente lineal en compresión, pero marcadamente no lineal en extensión, particularmente en niveles altos de esfuerzo cíclico.

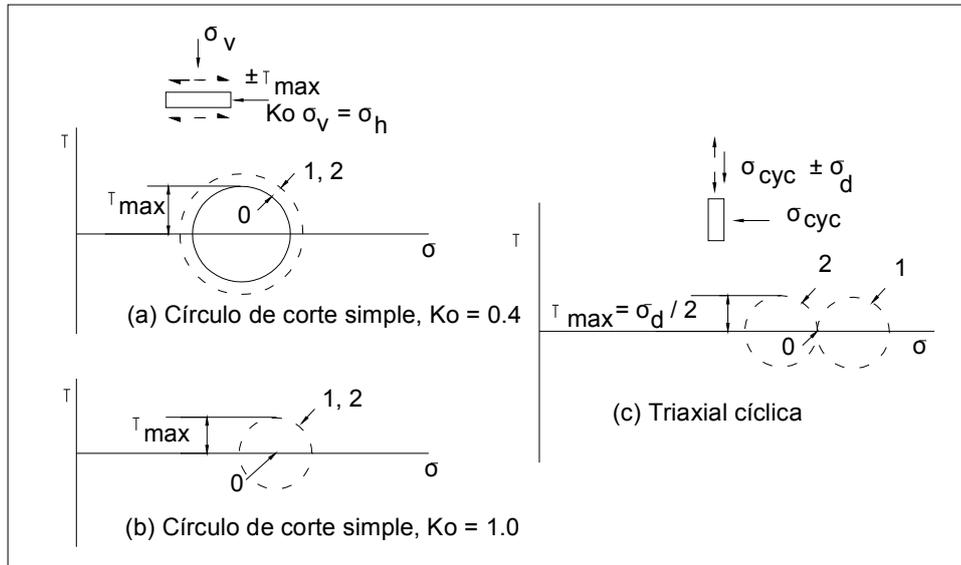


Figura 6.14 Comparación de los círculos de Mohr para pruebas triaxiales cíclicas y de corte simple cíclico, donde τ es el esfuerzo cortante y σ es el esfuerzo normal (Pyke, 1978)

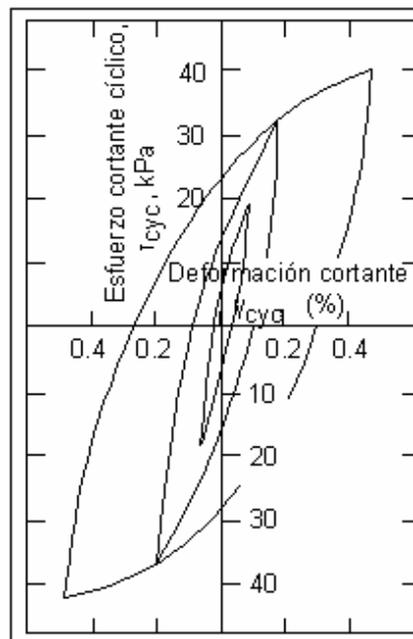


Figura 6.15 Relación típica esfuerzo-deformación para arenas Monterey número 0 obtenidas en pruebas de corte simple cíclico (Pyke, 1978)

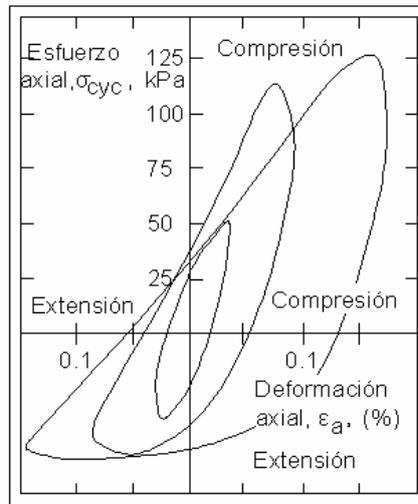


Figura 6.16 Relación típica esfuerzo-deformación para arenas Monterey número 0 obtenidas en pruebas triaxiales cíclicas con deformación controlada (Pyke, 1978)

Pyke de una manera aproximada y haciendo razonables suposiciones encontró que los valores del módulo de rigidez al cortante, G , para ambas pruebas son como se muestra en la Fig. 6.17.

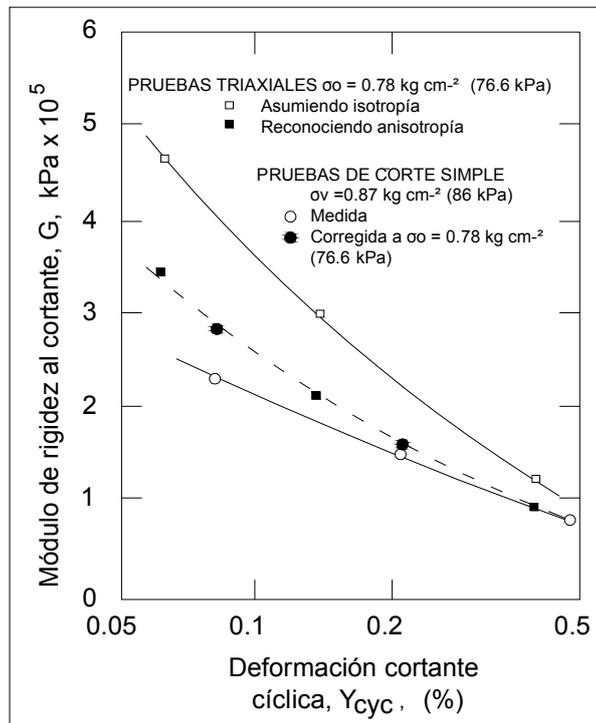


Figura 6.17 Comparación del módulo de rigidez al cortante, G , de arenas Monterey número 0 medido en pruebas triaxiales cíclicas y de corte simple cíclico (Pyke, 1978)

A su vez, Seed (1979) reunió datos para fundamentar que el valor de la relación de esfuerzos de las pruebas triaxiales cíclicas es generalmente más alto que la prueba de corte simple cíclico, en la proporción:

$$(\tau_h / \sigma'_{vo})_{corte_simple} = C_o (\sigma_{dc} / 2\sigma'_{3c})_{triaxial} \quad (6.5)$$

Donde τ_h / σ'_{vo} es la relación del esfuerzo cortante horizontal al esfuerzo vertical efectivo inicial y $(\sigma_{dc} / 2\sigma'_{3c})$ es la relación de esfuerzo cortante máximo (igual a la mitad del esfuerzo desviador cíclico máximo) con respecto al esfuerzo confinante isotrópico efectivo. Los valores de C_o que dependen de la compacidad relativa propuestos por varios autores están resumidos en la Tabla 6.1, típicamente se mantiene entre 0.55 a 1.0.

Tabla 6.1 Valores de C_o (Poulos, 1988)

REFERENCIA	ECUACIÓN	C_o PARA $K_o = 0.4$
Finn y otros (1977)	$C_o = (1+K_o)/2$	0.7
Seed y Peacock (1971)	Varía	0.55 - 0.72
Castro (1969)	$C_o = 2(1+2K_o)/(3\sqrt{3})$	0.69

6.3.1 Factores que influyen en los resultados de las pruebas de laboratorio

Lo más común para cuantificar la respuesta cíclica es el uso de pruebas de laboratorio pero existen factores de importancia, que pueden influir para que el comportamiento de los suelos no sea el más representativo por lo que se recomienda apoyarse cuando sea posible, de las correlaciones entre la resistencia de penetración con la resistencia cortante cíclica. De manera resumida para suelos granulares los factores serían los siguientes:

Tabla 6.2 Resumen de factores que afectan la resistencia triaxial cíclica de suelos granulares (Townsend, 1978)

EFFECTO VARIABLE DE:	CONDICIONES DE PRUEBA Y MATERIALES	EFFECTO (RESULTADO)
Pruebas de laboratorio y equipo	<i>Arena Estándar</i> (Arena no. 0 de Monterey). Ensayadas por 8 diferentes laboratorios siguiendo procedimientos de prueba y condiciones específicas.	Acuerdo entre laboratorios para seguir los mismos procedimientos de prueba.
Preparación de la muestra	Las muestras se formaron por pluviación en seco o con agua, vibración o apisonamiento en condiciones secas o húmedas. $D_r = 50\%$.	Las muestras más débiles estuvieron reconstituidas por pluviación en seco, mientras las más resistentes estuvieron formadas por vibración en condiciones húmedas. La máxima deferencia entre la relación de esfuerzos que causara la licuación inicial fue cerca de 110% en 10 ciclos. También se encontró que la pluviación de arenas con vibraciones de baja frecuencia, produce muestras muy uniformes, mientras que otros métodos de preparación producen muestras no uniformes. (Mullis y otros, 1977).
Reconstituido versus inalterado	Muestras inalteradas se remoldean y reconstituyen a la misma compacidad y se vuelven a probar bajo las mismas condiciones de las inalteradas. Son usadas una variedad de arenas y técnicas de preparación de muestras para la reconstitución.	Las muestras inalteradas son más resistentes que las reconstituidas por apisonamiento húmedo, siendo el método que da la resistencia de laboratorio más alta; de aquí se concluye que utilizando los procedimientos de reconstitución del espécimen no se debe considerar esta resistencia como de campo. La resistencia decrece en un rango de 0 a 50% dependiendo de los materiales y del método de reconstitución (Marcuson y Townsend, 1978).

Muestras inalteradas congeladas	Las muestras inalteradas fueron transportadas al laboratorio en condiciones de congelamiento y sin congelar; las muestras congeladas se reconstituyen en el laboratorio y son comparadas con las muestras sin congelar.	Ningún efecto debido al congelamiento con los resultados de las pruebas.
Esfuerzo de confinamiento efectivo, σ'_{3c}	Las pruebas son sometidas a una variedad de esfuerzos de confinamiento efectivo en una gran variedad de arenas.	En un pequeño rango de presiones, la resistencia cíclica es directamente proporcional al esfuerzo de confinamiento efectivo. La relación de esfuerzo cíclico decrece con el incremento de la presión de confinamiento 0.10 - 0.58 por MN m ⁻² .
Forma de onda de carga	Las pruebas realizadas utilizaron formas de carga rectangulares, rectangulares redondeadas, triangulares y senoidales. Para evaluar el concepto de ciclo equivalente se utilizaron formas de onda irregulares simulando historias de esfuerzo de un terremoto.	Orden creciente de resistencias: rectangular, rectangular degradada o triangular, senoidal. La onda senoidal aproximadamente 30% más resistente que la rectangular. El enfoque de ciclo equivalente es válido. La afectación cíclica triaxial es mayor por extensión que por compresión.
Frecuencia	Frecuencias con un rango combinado de 1 a 1680 cpm para varias arenas. Los rangos típicos, 1 - 20 o 5 - 60 cpm se evaluaron para una arena. Se utilizó agua y aire como el medio confinante para evaluar los efectos de la frecuencia.	Frecuencia de cargas menores tienen ligeramente resistencias mayores. Para un rango de 1 - 60 cpm, el efecto es del 10%.
Tamaño de la muestra	Muestras de 35.6 y 70 mm de diámetro fueron comparadas con muestras de 70 y 300 mm de diámetro.	No hay efecto considerable para estos rangos en muestras de 300 mm de diámetro aproximadamente 10% más débiles.
Compacidad relativa	Pruebas conducidas en una gran variedad de suelos granulares sobre un amplio rango de esfuerzos y condiciones de prueba.	La resistencia cíclica se incrementa drásticamente con el incremento de la compacidad. Relación lineal entre la relación de esfuerzos cíclicos y la compacidad relativa hasta aproximadamente $D_r=60\%$, pero la pendiente depende del tipo de suelo, estructura, presión de confinamiento y deformación en la falla.
Granulometría	La resistencia cíclica de diferentes suelos en condiciones de prueba comparables sobre la base del diámetro de grano promedio D_{50} . Material bien graduado es comparado con material uniformemente graduado, ambos teniendo el mismo tamaño D_{50} .	Arenas con $D_{50} \approx 1$ mm tienen menor resistencia con carga cíclica. Cuando D_{50} se incrementa de 0.1 a 30 mm, se observa un incremento de la resistencia de un 60%; cuando D_{50} decrece de 0.1 mm a tamaños de limos y arcillas, se observa un rápido incremento en la resistencia. Ligeramente más débiles los materiales bien graduados que los uniformemente graduados.
Predeformación	Muestras licuadas por carga cíclica, reconsolidadas y relicuadas aplicando la misma carga cíclica original. Muestras predeformadas al 50 - 80% de su respuesta de presión de poro, reconsolidadas y recargadas cíclicamente.	A pesar del incremento de la compacidad debido a la consolidación, la licuación causa muestras considerablemente más débiles. La precarga cíclica fortalece la resistencia cíclica.
Relación de sobreconsolidación, OCR	Muestras sobreconsolidadas por consolidación debido a esfuerzos mayores y descargadas a esfuerzos menores.	OCR's de 1 - 4 y 1 - 8 incrementa la relación de esfuerzo cortante simple cíclico de 75 y 150 % respectivamente; OCR de 1 - 2 incrementa la resistencia cíclica de 30 a 80% dependiendo de una cantidad de finos. La cantidad de finos afecta el OCR.
Relación de consolidación, K_c	Muestras consolidadas anisotrópicamente para una variedad de esfuerzos confinantes y sujetos a esfuerzos cíclicos reversibles y no reversibles.	El máximo esfuerzo desviador requerido para la falla se incrementa con la relación K_c para un σ'_{3c} . El método para presentar los datos influencia las conclusiones; Se recomienda τ versus σ . La consolidación isotrópica no siempre puede proveer resultados conservadores.

Con respecto a como influyen algunos factores en la respuesta de las arcillas normalmente consolidadas se muestra en la Tabla 6.3:

Tabla 6.3 Factores que afectan la resistencia triaxial cíclica de arcillas normalmente consolidadas (McClelland Engineers, 1977)

FACTOR	CAMBIO EN EL FACTOR	CAMBIO EN LA RESISTENCIA AL CORTE EN CONDICIONES NO DRENADAS	OBSERVACIONES	REFERENCIA
Esfuerzo cíclico	Crece	Decrece	El esfuerzo cíclico requerido para causar una deformación específica decrece aproximadamente de forma lineal con el logaritmo del número de ciclos.	Seed y Chan (1966)
Número de ciclos de esfuerzo	Crece	Decrece		
Esfuerzo cortante inicial	Crece	Decrece		
Dirección del esfuerzo principal	Rotación de 90°	Decrece	Alrededor del 20 - 30% para los suelos blandos de la Bahía de San Francisco y 120 - 150% para la arcilla limosa saturada compactada de Vicksburg.	
Forma del esfuerzo cíclico	De cuadrada a senoidal	Decrece	Alrededor del 10 - 20% para los suelos blandos de la Bahía de San Francisco.	
Frecuencia del esfuerzo cíclico	De 2 a 1 ciclo por segundo	Decrece	Alrededor del 20 - 25% para los suelos blandos de la Bahía de San Francisco.	
Estado de esfuerzo	De triaxial a corte simple	Insignificante	Si los planos de falla en los dos tipos de pruebas son paralelos a plano horizontal <i>in situ</i> y si las comparaciones son hechas con una deformación al corte igual.	Thiers y Seed (1969)
Plano cortante			Las muestras fueron cortadas con su eje vertical perpendicular e inclinado 45° al plano horizontal <i>in situ</i> . La resistencia difiere entre 10 y 20% para los suelos blandos de la Bahía de San Francisco.	

La mayoría de las pruebas triaxiales cíclicas se realizan manteniendo el esfuerzo de confinamiento constante mientras el esfuerzo axial es el cíclico. Para apegarse más a la realidad es posible generar esfuerzos laterales cíclicos pero tienen poca influencia en los resultados y la complejidad matemática adicional es difícil de justificar.

En algunas situaciones de campo, el suelo puede estar sujeto a movimientos multidireccionales, mientras las pruebas de laboratorio cíclicas convencionales involucran cargas únicamente en una sola dirección. Seed (1979) reporta que la licuación puede iniciar con una relación de esfuerzos cercana al 10% más baja de la carga unidireccional considerando el efecto de las cargas multidireccionales.

6.4 Respuesta de los suelos granulares ante carga cíclica

Cuando se evalúa el comportamiento geotécnico ante carga cíclica de un suelo granular es para dar respuesta a las siguientes preguntas: ¿Cuál es el potencial de licuación?, ¿Cuál es la magnitud de la presión de poro generada por carga cíclica?, ¿Cuál es la deformación cíclica? y ¿Cuál es la deformación permanente (residual) del suelo?. Las respuestas se obtienen llevando a cabo ensayos partiendo de los estados de esfuerzos iniciales y después siguiendo alguna trayectoria, evaluando los efectos del esfuerzo cíclico impuestos con su respectivo registro de la presión de poro y de deformación.

6.4.1 Potencial de licuación

El término *potencial de licuación* se refiere a la posibilidad de que el suelo experimente continua deformación debido a la generación de presión de poro en el agua y por lo tanto, disminución de esfuerzos efectivos.

Para su evaluación es necesario determinar la combinación del esfuerzo cíclico con el número de ciclos que genere la presión de poro cíclica pico del 100%; frecuentemente se lleva a cabo usando los

resultados de pruebas de corte simple o triaxial cíclica, convenientemente ajustados para representar condiciones de campo. Datos típicos para la arena número 0 Monterey se muestra en la Fig. 6.18 para un rango de valores de compacidad relativa, D_r . Para compacidades relativas menores al 40%, es necesaria la aplicación de relaciones de esfuerzo cíclico suficientemente bajas para causar la relación de la presión de poro cíclica pico del 100% que causará grandes deformaciones en el suelo, correspondiendo a una condición de licuación. Contrariamente, para compacidades mayores o cerca del 40%, es necesaria la aplicación de la relación de esfuerzos y el número de ciclos suficientemente altos para causar la relación de presión de poro del 100%, resultando únicamente en una cantidad limitada de deformación cortante (*movilidad cíclica*). Cuando aplicamos estos resultados a una situación de campo, la relación de esfuerzo requerida para causar la relación de la presión de poro del 100%, como se indicó desde las pruebas de corte simple del laboratorio, deberá reducirse en un 10% para considerar los efectos de la carga cíclica multidireccional (Seed, 1979).

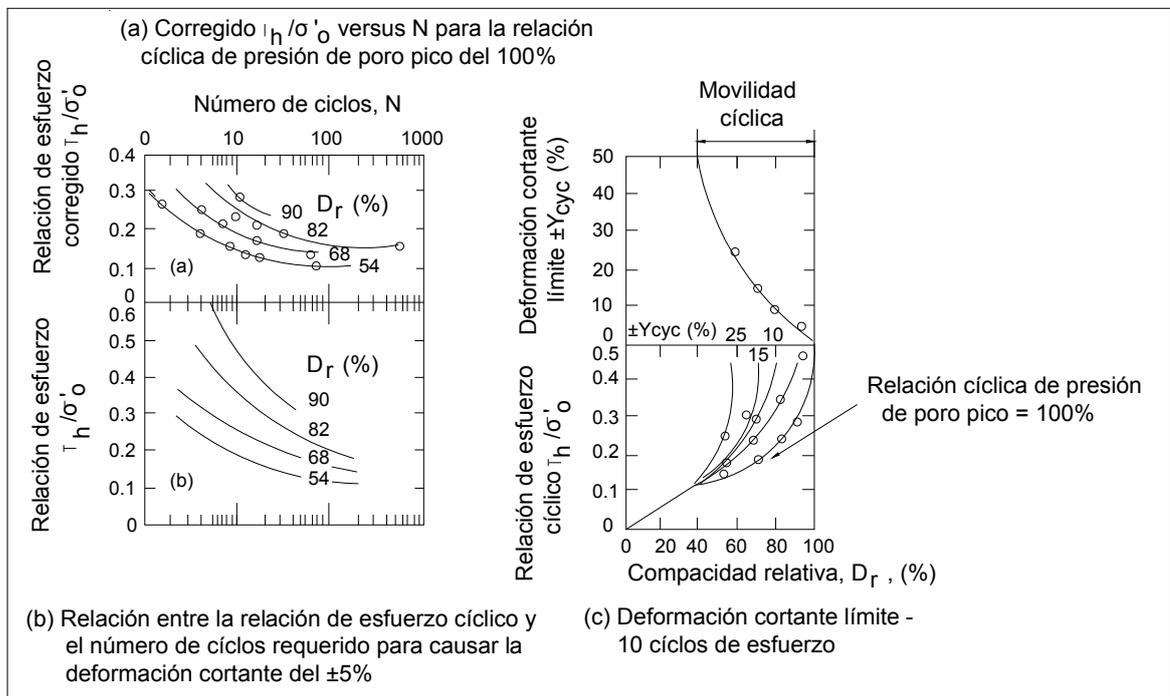


Figura 6.18 Datos de pruebas cíclicas para arenas Monterey número 0 (Seed, 1979)

La relación del esfuerzo cíclico que causa la licuación o movilidad cíclica variará con el tamaño del grano y con la compacidad relativa. Los efectos del tamaño del grano se muestran en la Fig. 6.19 y 6.20 para licuación con 10 y 30 ciclos empleando pruebas triaxiales cíclicas (Seed y Idriss, 1971). De nuevo, es necesaria una correlación apropiada para aplicar estos resultados a las condiciones de campo.

Ishihara (1977) presentó una expresión muy simple para determinar la relación de esfuerzo cíclico para causar la presión de poro del 100% que provoca licuación en 20 ciclos, esta relación es:

$$\frac{\tau_{c\max}}{\sigma'_{vo}} = \frac{1 + 2K_0}{3} a^* D_r \quad (6.6)$$

de esfuerzo cíclico para causar la licuación y el número de penetración estándar N_1 corregido. Subsecuentemente, Seed y otros (1984) revisaron esta correlación y usando un valor modificado de N_1 , $(N_1)_{60}$, determinado en pruebas SPT en que la energía manejada en las varillas de perforación es 60% de la energía teórica libre de campo.

6.4.2 Presión de poro generada en suelos granulares en condiciones no drenadas

Con base en pruebas triaxiales de laboratorio, Sherif y otros (1978) desarrollaron un procedimiento versátil incremental que puede ser aplicado a esfuerzos cíclicos uniformes y no uniformes. La presión de poro residual después de N ciclos, u_N , esta dada por la expresión:

$$\frac{u_N}{\sigma'_0} = \frac{u_{N-1}}{\sigma'_0} + \frac{\Delta u_N}{\sigma'_0} \quad (6.7)$$

Donde u_{N-1} es la presión de poro residual después de $N-1$ ciclos, Δu_N es el incremento de la presión de poro residual durante N ciclos y σ'_0 es el esfuerzo efectivo confinante inicial. El incremento de la presión de poro normalizada $\Delta u_N / \sigma'_0$ esta dado por:

$$\frac{\Delta u_N}{\sigma'_0} = \left(1 - \frac{u_{N-1}}{\sigma'_0}\right) \left[\frac{C_1 N}{N^{C_2} - C_3} \right] \left[\frac{\tau_N}{\sigma'_{N-1}} \right]^{\alpha^*} \quad (6.8)$$

Donde τ_N es el esfuerzo cortante cíclico en el ciclo N , σ'_{N-1} es el esfuerzo efectivo confinante al final de $(N-1)$ ciclos y C_1 , C_2 , C_3 y α^* son los parámetros de los materiales. Dado un valor inicial, u_0 y σ'_0 , la ecuación 6.8 permite el cálculo de la presión de poro u_N para dar un esfuerzo de corte cíclico τ_N . Para un esfuerzo cíclico no uniforme, el valor de N en la ecuación 6.8 es remplazado por un número equivalente de ciclos N_{eq} , donde:

$$N_{eq} = \sum_{i=1}^N \left[\tau_i / \tau_N \right]^{\alpha^*} \quad (6.9)$$

En que τ_i es el esfuerzo cortante cíclico en los i ciclos ($1 \leq i \leq N$) y τ_N es el esfuerzo cortante cíclico en el ciclo N .

Los valores de los parámetros C_1 , C_2 , C_3 y α^* considerados por Sherif y otros (1978), para la arena de Ottawa se muestran en la Tabla 6.4. Bajo condiciones triaxiales, demostraron que su propuesta para predecir la presión de poro es exacta bajo carga cíclica no uniforme.

Seed y Idriss (1971) adoptaron un enfoque diferente basado en la observación de la relación de generación de la presión de poro en pruebas de corte simple cíclico en condiciones no drenadas que tienden a caer dentro de una forma bastante estrecha si se grafican de manera normalizada. Para N ciclos de esfuerzo constante, la presión de poro residual, u_N , (al final de la prueba) esta dada por:

$$\frac{u_N}{\sigma'_{vo}} = \frac{2}{\pi} \arcsen \left(\frac{N}{N_\ell} \right)^{1/(2\theta)} \quad (6.10)$$

Donde N_ℓ es el número de ciclos de esfuerzo para producir una relación de la presión de poro del 100%, σ'_{vo} es el esfuerzo vertical efectivo inicial y θ es un parámetro del suelo, típicamente igual a 0.7. Los valores de N_ℓ dependen del tipo de suelo, de la compactación y del nivel de esfuerzo cíclico. La propuesta anterior puede ser adaptada para aceptar cargas cíclicas irregulares.

Tabla 6.4 Parámetros de generación de presión de poro para arenas de Ottawa (Sherif y otros, 1978)

COMPACIDAD	C ₁	C ₂	C ₃	α*
Suelta (e promedio = 0.7)	6.13	1.77	0.46	2.40
Media (e promedio = 0.644)	2.40	1.82	0.30	2.17
Densa (e promedio = 0.595)	2.09	2.03	0.09	2.00

Para una arena de compactación media a densa, la velocidad de generación de la presión de poro residual con incrementos de ciclos N , calculados de las dos propuestas anteriores, se muestra en la Fig. 6.21. Para niveles de esfuerzo cíclico $\tau_{cyc} / \sigma'_{vo} = 0.2$, valores de 20 a 40 fueron considerados para N_ℓ empleando el método de Seed y Idriss.

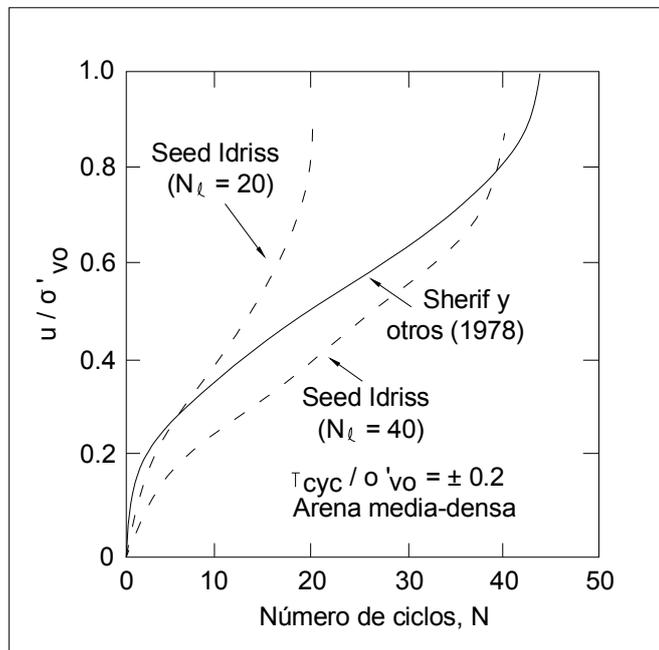


Figura 6.21 Comparaciones de curvas de generación de presión de poro (Poulos, 1988)

6.4.3 Deformación cíclica

Para realizar predicciones prácticas de las deformaciones obtenidas como respuesta ante carga cíclica es conveniente emplear teorías elásticas lineales para evaluar un módulo de Young o un apropiado módulo de rigidez al cortante del suelo. Estos valores pueden ser requeridos en las primeras etapas de un análisis de trayectoria de esfuerzos para determinar los esfuerzos que deberán ser aplicados en las pruebas del laboratorio. Debido al comportamiento no lineal del suelo, tales módulos dependen del esfuerzo o del nivel de deformación. Varias investigaciones demostraron que, bajo condiciones de carga cíclica, esta definida la relación entre los módulos de rigidez al cortante y las deformaciones cortantes cíclicas.

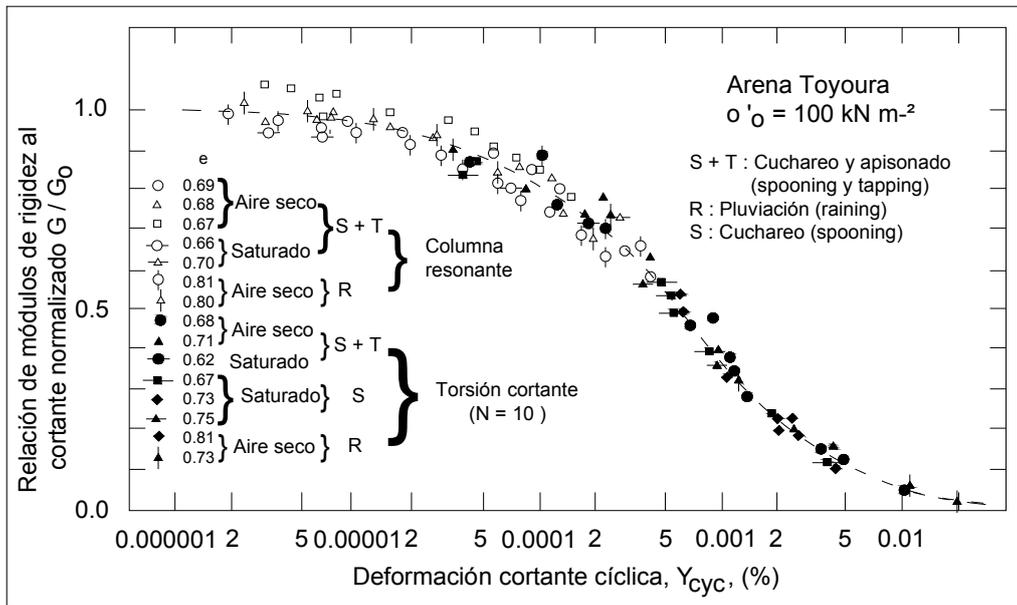


Figura 6.22 Módulos de rigidez al cortante normalizado G/G_0 versus Deformación cortante cíclica, γ_{cyc} para arenas japonesas estándar (Iwasaki y Tatsuoka, 1977)

Para arenas japonesas estándar (Fig. 6.22), se muestra el módulo de rigidez al cortante G , normalizado al módulo de deformación cortante inicial de 10^{-6} , G_0 , versus amplitud de deformación cortante cíclica γ_{cyc} . G/G_0 se mantiene constante hasta con una relación de 0.9 y decrece considerablemente hasta una tercera parte de su valor inicial al aplicar una deformación de 10^{-3} (%). Datos similares fueron obtenidos para una variedad de suelos, sugiriendo Hardin y Drnevich (1972) una representación simplificada de tales datos, como sigue:

$$G/G_0 = 1/(1 + \gamma_{cyc} / \gamma_r) \tag{6.11}$$

Donde γ_r es la deformación de referencia igual a τ_f / G_0 , en el que τ_f es el esfuerzo cortante en la falla. El modelo de Hardin y Drnevich requiere de la determinación de los parámetros G_0 y γ_r . Un amplio estudio presentado por Iwasaki y Tatsuoka (1977) mostró que G_0 (en kPa) puede calcularse de manera aproximada como:

$$G_0 = A^* B^o \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_0)^{m^*} \quad (6.12)$$

Y en que A^* y m^* son parámetros de los materiales, B^o es el parámetro por la influencia de las características del grano de arena, e , es la relación de vacíos y σ'_0 es el esfuerzo confinante efectivo inicial (en kPa). Ishihara (1982) resumió datos de los parámetros anteriores, en la Tabla 6.5 muestra valores de A^* y m^* para varios tipos de suelos. Los mayores valores de A^* fueron determinados por la reconstitución de arenas limpias.

Tabla 6.5 Parámetros para evaluar el módulo de rigidez al cortante A^* y m^* (Ishihara, 1982)

TIPO DE SUELO	A^*	m^*
Arena limpia (reconstituidas)	16600	0.40
Arena diluvial inalterada; arena marina inalterada	7900 - 14300	0.40
Arena limosa inalterada	2360- 3090	0.60
Roca triturada	13000	0.55
Balasto	7230	0.38
Grava redondeada	8400	0.6

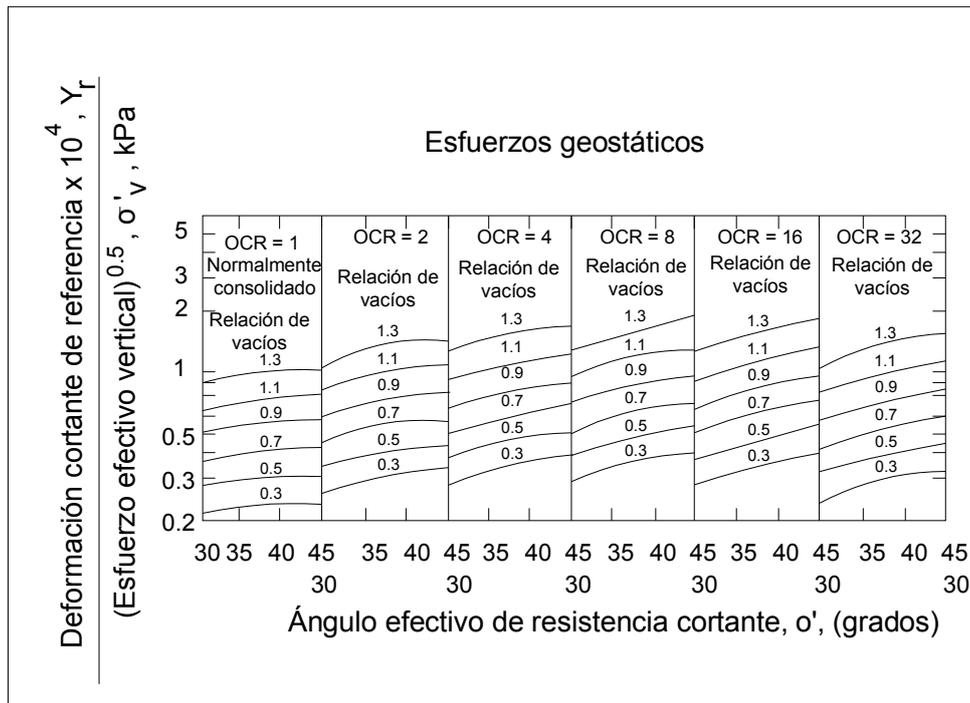


Figura 6.23 Deformación cortante de referencia para arenas, γ_r (Hardin y Drnevich, 1972)

Para arenas limpias, el factor B^o es la unidad, pero cuando la cantidad de finos se incrementa, el valor de B^o decrece, (Iwasaki y Tatsuoka 1977). Así, el módulo de rigidez al cortante de arenas bien graduadas es generalmente menor que para arenas pobremente graduadas.

El rango de la deformación de referencia γ_r para suelos típicamente sin cohesión está entre 1.5×10^{-4} y 9×10^{-4} , con un menor valor menor para rocas trituradas y un valor de 2.4×10^{-3} parece ser típico para suelos granulares. Hardin y Drnevich (1972) relacionan γ_r , ϕ' , e y OCR , para casos donde la condición de esfuerzo inicial son geostáticos. Esta correlación se muestra en la Fig. 6.23.

La ecuación 6.11 tiende a subestimar G/G_0 para valores altos de deformación cortante cíclica γ_{cyc} . Una ecuación modificada propuesta por Ishihara (1982), es:

$$\frac{G}{G_0} = \left(1 + \alpha^* \left| \frac{G}{G_0} \frac{\gamma_{cyc}}{\gamma_r} \right|^{r^*-1} \right)^{-1} \quad (6.13)$$

Dos parámetros adicionales son introducidos: α^* y r^* , necesarios para el cálculo de la ecuación 6.13 que se evalúa de manera iterativa. Los datos de las pruebas para arenas diluviales (que fueron arrastradas por una corriente violenta de agua) reportados por Kokusho y otros (1982), indican los siguientes valores: $\alpha^* = 20 - 30$, $r^* = 2.82$, $\gamma_r = (1-2) \times 10^{-3}$. Ishihara (1982) indica que la ecuación anterior es apropiada para modelar el comportamiento de las arenas sobre todos los rangos de deformación cortante si el parámetro r^* se selecciona apropiadamente.

Para problemas que involucran carga cíclica, se requieren valores de la relación de amortiguamiento, ζ . Ishihara (1982) demostró que, del modelo de Hardin y Drenevich (1972), la siguiente expresión puede ser derivada:

$$\zeta = \frac{4}{\pi} \left(1 + \frac{1}{(\gamma_{cyc}/\gamma_r)} \right) \left(1 - \frac{1}{(\gamma_{cyc}/\gamma_r)} \ln(1 + (\gamma_{cyc}/\gamma_r)) \right) - \frac{2}{\pi} \quad (6.14)$$

Que considerando la relación del módulo de rigidez al cortante normalizado G/G_0 , se reduce a:

$$\zeta = \frac{4}{\pi} \frac{1}{(1-G/G_0)} \left[1 - \frac{G/G_0}{1-G/G_0} \ln \left(\frac{1}{G/G_0} \right) \right] - \frac{2}{\pi} \quad (6.15)$$

Empleando el modelo de Ishihara (1982), una expresión más simplificada puede ser aplicada:

$$\zeta = \frac{2}{\pi} \frac{r^*-1}{r^*+1} (1-G/G_0) \quad (6.16)$$

Por lo que, la ecuación 6.16 puede proporcionar valores razonables de ζ sobre el completo rango de deformaciones.

6.4.4 Deformación permanente

Los principales parámetros que influyen en la evaluación de la acumulación de la deformación permanente en suelos granulares son: el número de repeticiones de carga, el nivel de esfuerzo ciclo, la historia de esfuerzos, la presión de confinamiento y la compacidad relativa del suelo.

Una de las propuestas más simples disponibles es la de Lentz y Baladi (1980), quienes consideran únicamente el efecto del número de repeticiones de carga y expresan la acumulación de deformación permanente, ε_p , como:

$$\varepsilon_p = a + b \log_{10} N \quad (6.17)$$

Donde N es el número de cargas cíclicas, a es la deformación permanente que ocurre durante el primer ciclo de carga y b es la velocidad de cambio de la deformación permanente con el incremento de ciclos de carga. a y b pueden ser determinados de ensayos triaxiales cíclicas.

Mientras Dyaljee y Raymond (1982) desarrollaron otra propuesta donde se incorpora el número de ciclos y el nivel de esfuerzo cíclico. Donde ε_p se obtiene como:

$$\varepsilon_p = \bar{B} e^{n^* X} N^{m^*} \quad (6.18)$$

Donde \bar{B} es la deformación del primer ciclo para $X = 0$, X es el nivel de esfuerzo (la relación de esfuerzo desviador cíclico a esfuerzo desviador de falla bajo carga estática) y n^* y m^* son parámetros derivados experimentalmente. Valores de \bar{B} , m^* , y n^* para varios tipos de suelos son resumidos en la Tabla 6.6. Los tres parámetros dependen del tipo de suelo, granulometría, compacidad y presión de confinamiento. La ecuación 6.18 parece ser aplicable para niveles de esfuerzo X entre 0.1 y 0.8 y provee la deformación permanente para condiciones de esfuerzo relativamente sencilla.

Tabla 6.6 Parámetros para la predicción de deformaciones permanentes (Dyaljee y Raymond, 1982)

TIPO DE SUELO	ESFUERZO DE CONFINAMIENTO, σ'_c , (kPa)			
	\bar{B}	m^*	n^*	
Balasto Coteau Dolomite (gradiente A), $\rho = 1.75 \text{ t m}^{-3}$	35.0	0.009	0.144	6.25
Balasto Coteau Dolomite (gradiente B), $\rho = 1.50 \text{ t m}^{-3}$	51.0	0.640	0.061	2.14
Arena Sydenham, $\rho = 1.61 \text{ t m}^{-3}$	207.0	0.590	0.057	2.68
	35	0.053	0.085	4.35
Arena de Ottawa, $\rho = 1.75 \text{ t m}^{-3}$	8.6	0.072	0.049	3.89
	17.3	0.054	0.048	4.24
	25.9	0.047	0.033	3.62
	35.4	0.006	0.037	6.48
Arena subgraduada	35.0	0.004	0.12	4.07

Otra alternativa es el análisis mediante el procedimiento empleando elemento finito, como el desarrollado por Marr y otros (1982); sin embargo, tal análisis puede no estar justificado.

6.5 Respuesta de los suelos arcillosos ante carga cíclica

Cuando las arcillas son sujetas a carga cíclica, los siguientes aspectos de su comportamiento son de interés desde el punto de vista geotécnico: la posible pérdida de resistencia al corte en condiciones no drenadas; la generación de la presión de poro y su subsecuente disipación; la rigidez cíclica, las características de amortiguamiento y la acumulación de deformaciones permanentes.

6.5.1 Resistencia al cortante en condiciones no drenadas

Está establecido que la carga cíclica no influye significativamente en los parámetros de resistencia de esfuerzos efectivos c' y ϕ' , pero la presión de poro incrementa la deformación que puede provocar la falla. Como con las arenas, el nivel de esfuerzo cíclico para causar la falla puede estar relacionado con el número de ciclos. Datos recopilados por Lee y Focht (1976a) se muestran en la Fig. 6.24 se puede observar las características comunes de su comportamiento. Someter a un esfuerzo inicial estático puede incrementar la resistencia de carga cíclica de una arcilla (Ishihara y Yasuda, 1980).

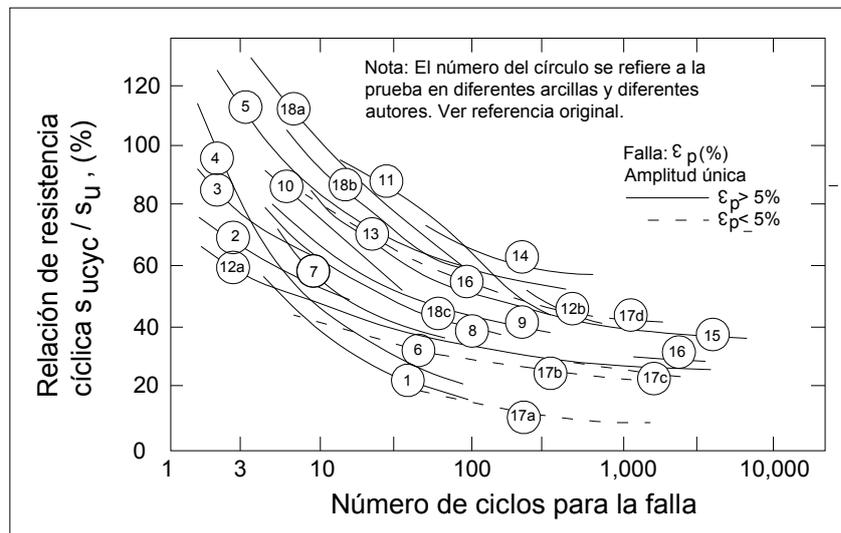


Figura 6.24 Resumen de datos de resistencia en arcillas saturadas con ensayos cíclicos en dos direcciones (Lee y Fotch, 1976^a)

De interés es la resistencia al corte en condiciones no drenadas, que puede desarrollarse después de completarse la carga cíclica. Los primeros trabajos experimentales de Thiers y Seed (1969) demostraron que la carga cíclica generalmente conduce a una pérdida de resistencia en condiciones no drenadas, la magnitud de esta pérdida está relacionada con la amplitud de la deformación de corte cíclico γ_{cyc} . Se encontró que sí la deformación cíclica es mantenida bajo la mitad de la deformación en condiciones no drenadas estática precíclica para la falla, cualquier pérdida de resistencia en condiciones no drenadas será mínima. La información en los que esta conclusión está basada se muestra en la Fig. 6.25 y es soportada por datos subsecuentes presentados por (Lee y Fotch, 1976a).

Las expresiones teóricas para la resistencia al corte en condiciones no drenadas post-cíclicas fueron deducidas por Sangrey y France (1980), demostrando que su análisis puede reproducir la dependencia de la deformación cíclica de la resistencia en condiciones no drenadas post-cíclica obtenida experimentalmente por Thiers y Seed (1969) (Fig. 6.25). Sin embargo, esto también demostró que la relación puede diferir considerablemente de un suelo a otro y debe ser determinado

experimentalmente para cada tipo de suelo. Además, los suelos que han sido sujetos a drenaje como parte de su historia de carga cíclica no ajustan a los datos de Thiers y Seed.

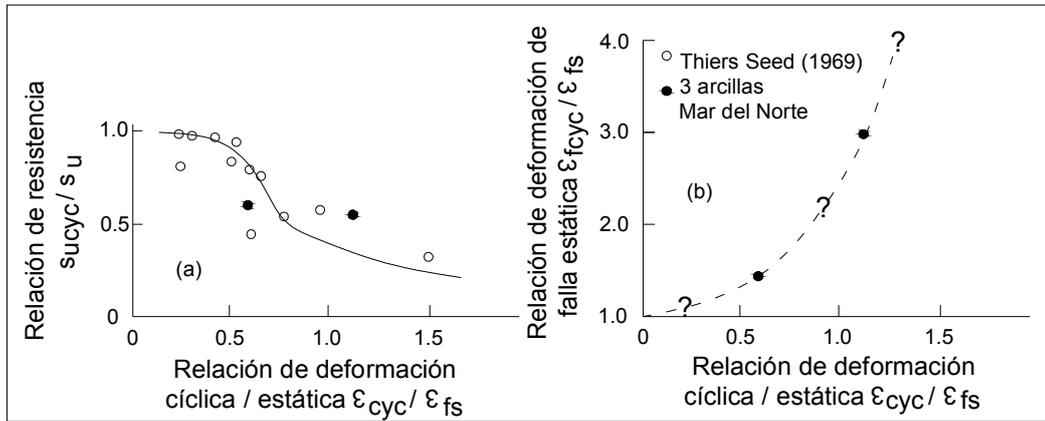


Figura 6.25 Resistencia después de carga cíclica (Lee y Fotch, 1976a)

Van Eekelen y Potts (1978) desarrollaron una expresión teórica simplificada que considera la relación de la resistencia en condiciones no drenadas post-cíclica con la resistencia en condiciones no drenadas estática inicial y la presión de poro residual generada durante la aplicación de carga cíclica. Esta expresión es:

$$\frac{s_{ucyc}}{s_u} = \left(1 - \frac{u^+}{\sigma'_o} \right)^{x/\lambda} \quad (6.19)$$

Donde s_{ucyc} es la resistencia cortante en condiciones no drenadas post-cíclica, s_u es la resistencia cortante en condiciones no drenadas estática, x y λ son los parámetros de estado crítico de descarga y de compresibilidad respectivamente (ecuación 6.2 y 6.3), u^+ es la presión de poro debido a la carga cíclica y σ'_o es el esfuerzo de confinamiento efectivo inicial. La ecuación 6.19 implica que la resistencia, después de la carga cíclica, de una muestra con una presión de consolidación σ'_o debe ser igual a la resistencia estática original de una muestra (en la misma línea de descarga) con una presión de consolidación $\sigma'_o - u^+$.

En general, la cantidad relativa de *degradación* de la resistencia post-cíclica no es significativamente influenciada por la frecuencia de carga cíclica. Sin embargo, generalmente existe un efecto de la velocidad en las magnitudes actuales de la resistencia post-cíclica en condiciones no drenadas y de la estática inicial; mientras más alta es la velocidad de carga, mayor es la resistencia, siendo la relación aproximadamente como:

$$s_u / s_{ur} = 1 + F_R \log_{10} (r / r_r) \quad (6.20)$$

Donde s_u es la resistencia en condiciones no drenada, s_{ur} es el valor de referencia de s_u para la velocidad de carga de referencia r_r , r es la velocidad de carga actual y F_R es el factor de velocidad (típicamente en el rango 0.05-0.2).

6.5.2 Presión de poro generada en suelos arcillosos en condiciones no drenadas

Existen varias expresiones tanto teóricas como experimentales que son derivadas considerando la expresión de presión de poro en condiciones no drenada generada en arcillas bajo carga cíclica. Una de las cuales es la sugerida por Van Eekelen y Potts (1978) que evalúa la proporción de generación de la presión de poro:

$$\frac{du^+}{dN} = A^* \exp\left\{\frac{CSR}{B^*}\right\} \quad (CSR \geq CSR_{crit}) \quad (6.21)$$

$$\frac{du^+}{dN} = 0 \quad (CSR < CSR_{crit}) \quad (6.22)$$

Donde u^+ es la parte de la presión de poro debido a la carga cíclica (excluyendo la presión de poro "estática" que se genera por la carga monotónica), A^* y B^* son parámetros experimentales, CSR es el nivel del esfuerzo cíclico (relativo al esfuerzo de falla), CSR_{crit} es el nivel del esfuerzo cíclico crítico (determinado experimentalmente) y N es el número de ciclos de esfuerzo.

Para condiciones simples de pruebas de laboratorio, el nivel del esfuerzo cíclico está definido como sigue:

Triaxial en una sola dirección: $CSR = q_{cyc} / q_f$

Triaxial en dos direcciones: $CSR = 1.17 q_{cyc} / q_f$

Corte simple: $CSR = \tau_{cyc} / \tau_f$

En que q_{cyc} es el esfuerzo desviador cíclico, q_f es el esfuerzo desviador de falla en una prueba de compresión triaxial estática, τ_{cyc} es el esfuerzo cortante cíclico y τ_f es el esfuerzo cortante horizontal de falla en una prueba de corte simple estático. Para la arcilla Drammen, los siguientes parámetros fueron derivados de pruebas de laboratorio: $A^* = 4.54 \times 10^{-5} \text{ t m}^{-2}$, $B^* = 0.073$ y $CSR = 0.20$.

Matsui y otros (1980) relacionan experimentalmente la presión de poro residual con la deformación cortante cíclica máxima y el OCR como:

$$\frac{u_r}{\sigma'_c} = \beta^* \left[\log \frac{\gamma_{c \max}}{A_1(OCR-1) + B_1} \right] \quad (6.23)$$

Donde u_r es la presión de poro residual, σ'_c es la presión de confinamiento efectiva, $\gamma_{c \max}$ es la deformación cortante cíclica máxima de amplitud única, β^* , A_1 y B_1 son parámetros determinados experimentalmente y OCR es la relación de sobreconsolidación. Para una variedad de arcillas, β^*

es igual a 0.45 y los parámetros A_1 y B_1 se incrementan con el índice de plasticidad, I_p : para $I_p=20$, $A_1 = 0.4 \times 10^{-3}$, $B_1 = 0.6 \times 10^{-3}$; para $I_p=40$, $A_1 = 1.1 \times 10^{-3}$, $B_1 = 1.2 \times 10^{-3}$; y para $I_p=55$, $A_1 = 2.5 \times 10^{-3}$, $B_1 = 1.2 \times 10^{-3}$. La ecuación 6.23 evalúa la presión de poro residual negativa para suelos sobreconsolidados sujetos a pequeñas deformaciones por corte cíclico que concuerda con observaciones experimentales. Utilizando esta ecuación, el valor máximo de la deformación cortante cíclica γ_{cyc} puede ser estimada de la relación cíclica esfuerzo-deformación.

6.5.3 Rigidez cíclica y amortiguamiento

Para evaluar la respuesta dinámica de cimentaciones en arcillas se requiere de la determinación de valores apropiados de los módulos de rigidez del suelo y del amortiguamiento. Como con las arenas, el módulo de Young o módulo de rigidez al cortante de las arcillas decrece con el incremento de la deformación cíclica. Una relación entre la deformación cortante cíclica, el nivel de esfuerzo cortante cíclico y el número de ciclos para la arcilla Drammen (Noruega) fue obtenida de las pruebas de corte simple en condiciones no drenadas por Andersen (1976) mostrado en la Fig. 6.26.

Además Andersen (1976) propone un procedimiento para estimar el desarrollo de la deformación durante la aplicación de una carga cíclica no uniforme como pudiera ser el caso de una tormenta. La deformación cortante $\gamma_{cyc,N+\Delta N}$, después de $N + \Delta N$ ciclos, puede ser expresada como:

$$\gamma_{cyc,N+\Delta N} = \gamma_{cyc,N} + \Delta\gamma_{cyc,i} + \Delta\gamma_{cyc,\Delta N} \quad (6.24)$$

Donde $\gamma_{cyc,N}$ es la deformación cíclica en el ciclo N con el esfuerzo cortante cíclico $\tau_{cyc,N}$; $\Delta\gamma_{cyc,i}$ es el cambio inmediato en la deformación cortante cíclica, debido al cambio en el esfuerzo cortante cíclico de $\tau_{cyc,N}$ a $\tau_{cyc,N+1}$; $\Delta\gamma_{cyc,\Delta N}$ es el incremento en la deformación cortante cíclica debido a ΔN ciclos con un esfuerzo cortante cíclico $\tau_{cyc,N+1}$. Andersen y otros (1978) proponen un procedimiento gráfico para utilizar esta ecuación (Fig. 6.27).

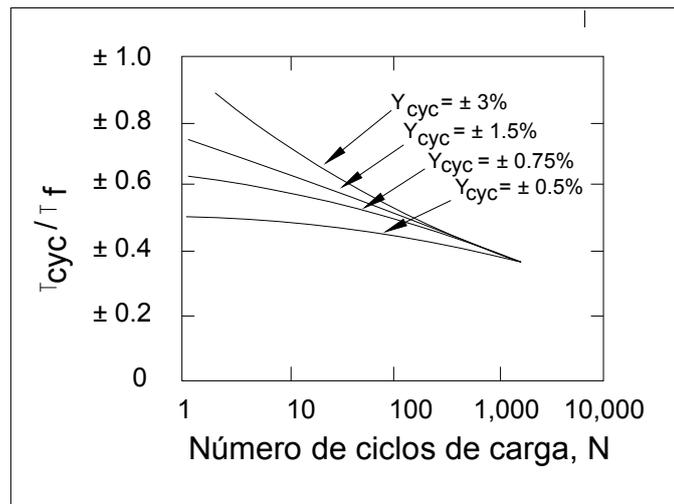


Figura 6.26 Desarrollo de la deformación cortante cíclica en pruebas de corte simple con esfuerzo cortante cíclico constante en arcillas Drammen (Andersen, 1976)

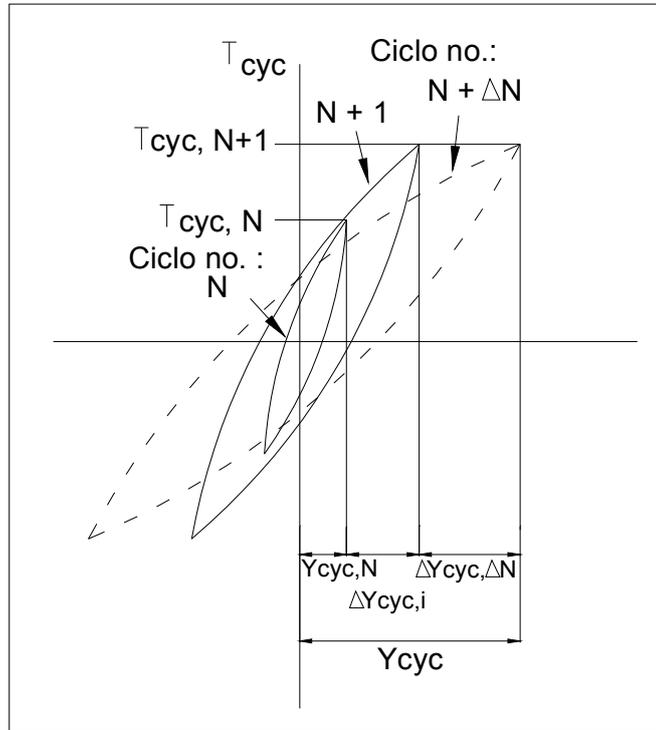


Figura 6.27 Comportamiento esfuerzo-deformación de un elemento de suelo sujeto a variaciones de esfuerzo cortante cíclico (Andersen y otros, 1978)

Otro procedimiento diferente fue descrito por Hardin y Drnevich (1972), quienes primeramente relacionan el módulo de rigidez al cortante relativo G/G_{\max} a una deformación con curva tipo hiperbólica γ_h como:

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + \gamma_h} \quad (6.25)$$

Donde G es el módulo de rigidez al cortante secante, G_{\max} es el valor máximo de G (para deformaciones muy pequeñas), y

$$\gamma_h = \frac{\gamma_{\text{cyc}}}{\gamma_r} \left[1 + a^* \exp(-b^* \gamma_{\text{cyc}} / \gamma_r) \right] \quad (6.26)$$

En el que γ_{cyc} es la amplitud de deformación cortante cíclica, γ_r es la deformación cortante de referencia y a^* y b^* son constantes del suelo.

Tabla 6.7 Valores de a^* y b^* para suelos cohesivos saturados (Hardin y Drnevich, 1972)

APLICACIÓN	a^*	b^*
Módulo de	$1 + 0.25 \log N$	1.30
Amortiguamiento	$1 + 0.2f^{1/2}$	$0.2f \exp(-\sigma'_{o'}) + 2.25 \sigma'_{o'} + 0.3 \log N$

Frecuencia f es en ciclos por segundo
 El esfuerzo efectivo promedio $\sigma'_{o'}$ es en kg cm^{-2} ($1 \text{ kg cm}^{-2} = 98.1 \text{ kN m}^{-2}$)
 N es el número de ciclos

Valores de a^* y b^* sugeridos por Hardin y Drnevich (1972) son mostrados en la Tabla 6.7. La deformación cortante de referencia γ_r depende del índice de plasticidad, relación de vacíos, esfuerzo efectivo inicial y relación de sobreconsolidación. Para condiciones de esfuerzo geostático inicial, γ_r puede ser estimado de la Fig. 6.28 y G_{\max} es obtenida de la siguiente expresión experimental:

$$G_{\max} = 1230 \frac{(2.973 - e)^2}{(1 + e)} (OCR)^K (\sigma'_{o'})^{0.5} \quad (6.27)$$

Donde e es la relación de vacíos, OCR es la relación de sobreconsolidación, $\sigma'_{o'}$ es el esfuerzo efectivo de confinamiento (principal promedio) inicial (en lb in^{-2}) y G_{\max} es el módulo de rigidez al cortante máximo (en $\text{lb in}^{-2} = 6.9 \text{ kN m}^{-2}$). El valor de K depende del índice de plasticidad I_p , como se muestra en la Tabla 6.8.

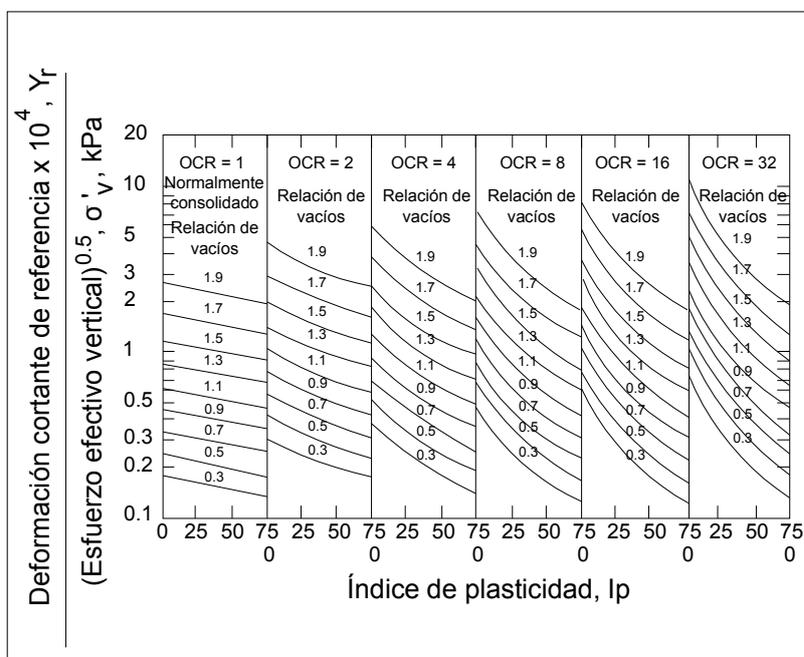


Figura 6.28 Deformación cortante de referencia para arcillas, γ_r (Hardin y Drnevich, 1972)

Tabla 6.8 Valores de K (Hardin y Drnevich, 1972)

ÍNDICE DE PLASTICIDAD, I_p	K
0	0.00
20	0.18
40	0.30
60	0.41
80	0.48
≥ 100	0.50

La ecuación 6.25 incorpora alguna influencia del número de ciclos de carga N , desde el parámetro a^* (y por tanto γ_h) que incluye a N .

Otra propuesta alternativa es mediante el ciclo de *degradación* o reducción de módulo es desarrollada por Idriss y otros (1978), quienes relacionan la reducción relativa en módulos al número de ciclos y a la amplitud de la deformación cortante desarrollada. Esta reducción relativa es expresada en términos de un factor (o índice) de degradación del módulo, D_E , en que:

$$D_E = E_N / E_1 = G_N / G_1 \quad (6.28)$$

Donde E_1 es el módulo de Young secante para el primer ciclo de carga, que depende del estado de esfuerzo inicial; E_N es el módulo de Young secante después de N ciclos de carga; G_1 y G_N son los correspondientes valores del módulo cortante. Para carga cíclica uniforme, Idriss y otros (1978) encontraron que:

$$D_E = N^{-T} \quad (6.29)$$

Donde N es el número de ciclos y T es el parámetro de degradación que depende de la amplitud de la deformación cíclica y del tipo de suelo.

La ecuación 6.29 también puede ser expresada en una forma incremental para dar el cambio en el factor de degradación $\Delta(D_E)$ de ciclo n al ciclo m , como sigue:

$$\Delta(D_E) = n^{-T} - m^{-T} \quad (6.30)$$

Así que,

$$(D_E)_m = (D_E)_n \left[1 + (m - n)(D_E)_n^{1/T} \right]^{-T} \quad (6.31)$$

Donde $(D_E)_m$ y $(D_E)_n$ son los factores de degradación del módulo en los ciclos m y n respectivamente. Las ecuaciones 6.30 y 6.31 son útiles para considerar la degradación debido a cargas cíclicas irregulares.

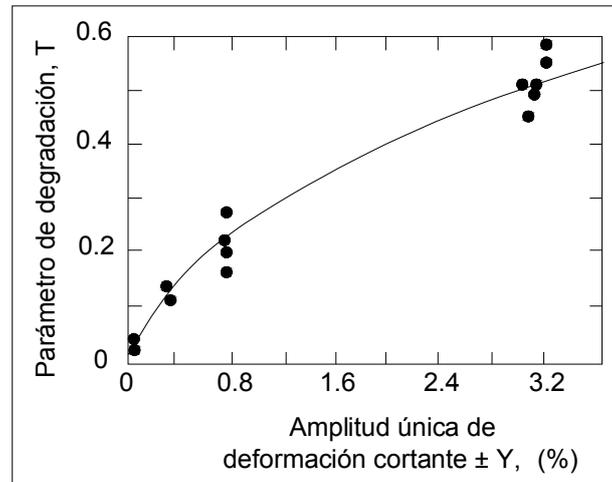


Figura 6.29 Parámetro de degradación T en pruebas triaxiales en arcillas del Golfo de Alaska (Singh y otros, 1978)

La variación del parámetro de degradación T con la amplitud de deformación cíclica se muestra en la Fig. 6.29 para las arcillas del Golfo de Alaska y en la Fig. 6.30 para los suelos blandos de la Bahía de San Francisco, T se incrementa con el incremento de la deformación cortante, pero parece ser independiente de la presión de confinamiento y relación de sobreconsolidación.

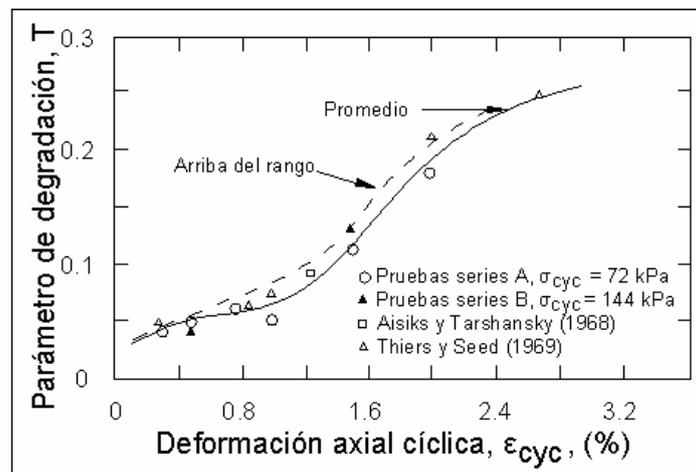


Figura 6.30 Variación del parámetro de degradación T con la deformación cíclica; suelos blandos de la Bahía de San Francisco (Idriss y otros, 1978)

Singh y otros (1978) dedujeron la siguiente expresión, donde es posible relacionar al factor de degradación del módulo D_E con la presión de poro generada durante la carga cíclica, siendo:

$$D_E = (1 - \Delta u / \sigma'_0)^{\alpha^*} \quad (6.32)$$

Donde Δu es la presión de poro generada durante la aplicación de carga cíclica, σ'_0 es la presión de confinamiento efectiva inicial y α^* es una función del OCR inicial (precíclica). Para las pruebas en arcillas del Golfo de Alaska, Singh y otros (1978) encontraron que $\alpha^* = 0.58$ para $OCR = 1$ y $\alpha^* = 1.00$ para $OCR = 4$.

La relación de amortiguamiento ζ para arcillas depende principalmente del nivel de deformación cíclica y en un menor grado, del número de ciclos. Hardin y Drnevich (1972) demostraron que ζ puede ser adecuadamente expresado como:

$$\frac{\zeta}{\zeta_{\max}} = \frac{\gamma_h}{1 + \gamma_h} \quad (6.33)$$

Donde γ_h es la deformación tipo hiperbólica definida en la ecuación 6.26 y ζ_{\max} es el valor máximo de la relación de amortiguamiento.

Los parámetros a^* y b^* para la determinación de γ_h en la ecuación 6.26 son dados en la Tabla 6.7 ζ_{\max} (en %) puede aproximarse como:

$$\zeta_{\max} = 31 - (3 + 0.03f)(\sigma'_0)^{0.5} + 1.5f^{0.5} - 1.5 \log N \quad (6.34)$$

Donde f es la frecuencia (en ciclos por segundo), σ'_0 es el esfuerzo inicial efectivo promedio (kg cm^{-2}) y N es el número de ciclos.

6.5.4 Deformación permanente

La predicción de la deformación permanente en arcillas y limos es un problema complicado porque la deformación no solo depende del número de ciclos sino también del tiempo de consolidación. La mayoría de las propuestas sugeridas en la literatura son de naturaleza experimental y frecuentemente no distinguen entre deformación permanente debido al esfuerzo cortante cíclico y de las provenientes por la disipación de la presión de poro (Hyde y Brown, 1976). Para esfuerzos menores que los niveles de falla, Hyde y Brown (1976) encontraron que el logaritmo de la velocidad de deformación puede ser expresada como una función lineal del logaritmo del tiempo, o sea:

$$\log \dot{\varepsilon} = \alpha^* - \delta^* \log t \quad (6.35)$$

Donde $\dot{\varepsilon}$ es la velocidad de deformación (deformación por segundo), t es el tiempo (en segundos), y α^* y δ^* son parámetros determinados en pruebas de laboratorio. α^* no es una constante pero depende del tipo de material, la historia de esfuerzos y nivel de esfuerzo aplicado y aproximadamente es:

$$\alpha^* = B^* + C^* q \quad (6.36)$$

Donde B^* y C^* son parámetros determinados experimentalmente, q es el esfuerzo desviador sostenido (por flujo plástico) o el esfuerzo desviador máximo (para carga cíclica en una dirección).

Para los ensayos en arcillas limosas por Hyde y Brown, los valores de C^* y B^* son los indicados en la Tabla 6.9 para varios valores de OCR . Los valores difieren poco de la carga por flujo plástico y por carga repetida, pero Hyde y Brown (1976) demostraron que los resultados de la carga de flujo plástico pueden ser usados para estimar la velocidad de deformación para el caso de carga repetida. Se encontró que el parámetro δ^* es similar para ambos tipos de condiciones de carga y fue relativamente insensible para el nivel de esfuerzo y OCR , varió cerca de 0.87 para $OCR = 4$ a cerca de la unidad para $OCR = 20$. Para periodos cortos en reposo entre la serie de pulsos de carga continuos se encontró que no hay efecto en la acumulación de deformación plástica.

Tabla 6.9 Valores de B^* y C^* (Hyde y Brown, 1976)

OCR	FLUJO PLÁSTICO (Creep)		CARGA REPETIDA	
	C^*	B^*	C^*	B^*
4	0.0450	-9.2	0.0360	-9.5
10	0.0345	-8.5	0.0290	-9.2
20	0.0450	-9.0	0.0385	-9.5

Con base en el trabajo de Hyde y Brown (1976), parece que, al menos como una primera aproximación, la deformación permanente acumulada durante carga cíclica unidireccional puede ser estimada de los datos de una prueba de carga estática con flujo plástico. Este procedimiento no ha sido establecido aún cuando puede ser usado para otros tipos de carga diferentes a la cíclica unidireccional pura.

Debido a la dificultad de desarrollar de una manera sencilla el cálculo de las deformaciones permanentes, la adopción de un enfoque de trayectoria de esfuerzo con pruebas de laboratorio tiene un merito particular en el comportamiento de arcilla bajo carga cíclica.

6.6 Pruebas con columna resonante

Richard y otros (1970) proveen una forma ideal de determinar las propiedades dinámicas (*rigidez y amortiguamiento*) de los suelos marinos sobre un amplio rango de condiciones de laboratorio basandose en la teoría de propagación de ondas en una barra prismática. El principio de la prueba se ilustra en la Fig. 6.31. La muestra se fija en la base y permanece libre para oscilar en la parte superior bajo la acción de la vibración longitudinal o torsional. El movimiento resultante se monitorea por medio de acelerómetros horizontales y verticales adheridos a la parte superior del espécimen y por un transductor de desplazamiento que mide el cambio de altura vertical. La frecuencia de excitación se ajusta hasta alcanzar la resonancia del espécimen y los módulos de la muestra son calculados a partir de la frecuencia de resonancia y de las características geométricas. El amortiguamiento puede ser determinado de la descomposición de la curva de vibración libre después de que la fuente motriz en resonancia es suspendida. La amplitud de deformación que depende del tipo de material y del estado de esfuerzos efectivos puede variarse desde valores muy pequeños (por ejemplo 0.0001%) hasta valores del 1%. Pueden utilizarse muestras cilíndricas sólidas o huecas, las primeras son fácilmente montadas, pero las segundas presentan la desventaja que no son fáciles de labrar.

Detalles para estas pruebas son aportadas por Davis y Bennell (1985). Los resultados típicos de esta referencia para muestras de arenas marinas están graficados en la Fig. 6.32. Se observa que el módulo de rigidez al cortante decrece significativamente con el incremento de la amplitud de la deformación de corte cíclico mientras el amortiguamiento se incrementa.

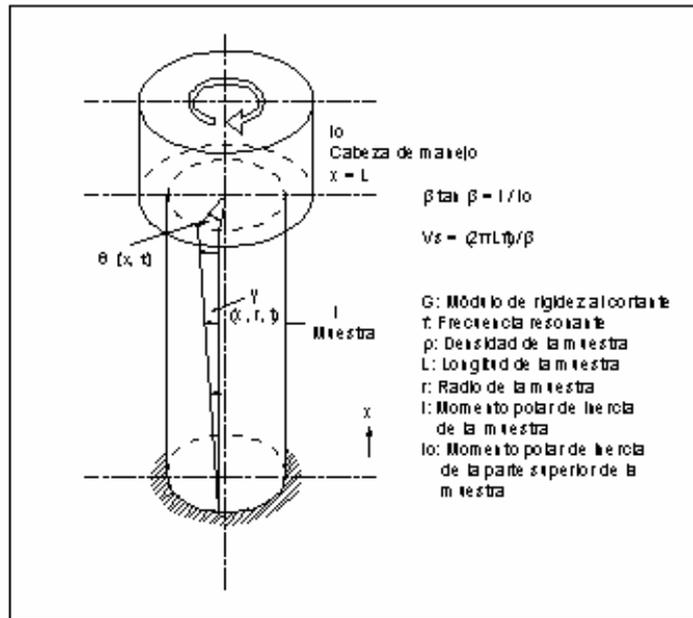


Figura 6.31 Principio de la prueba con columna resonante (Richart y otros, 1970)

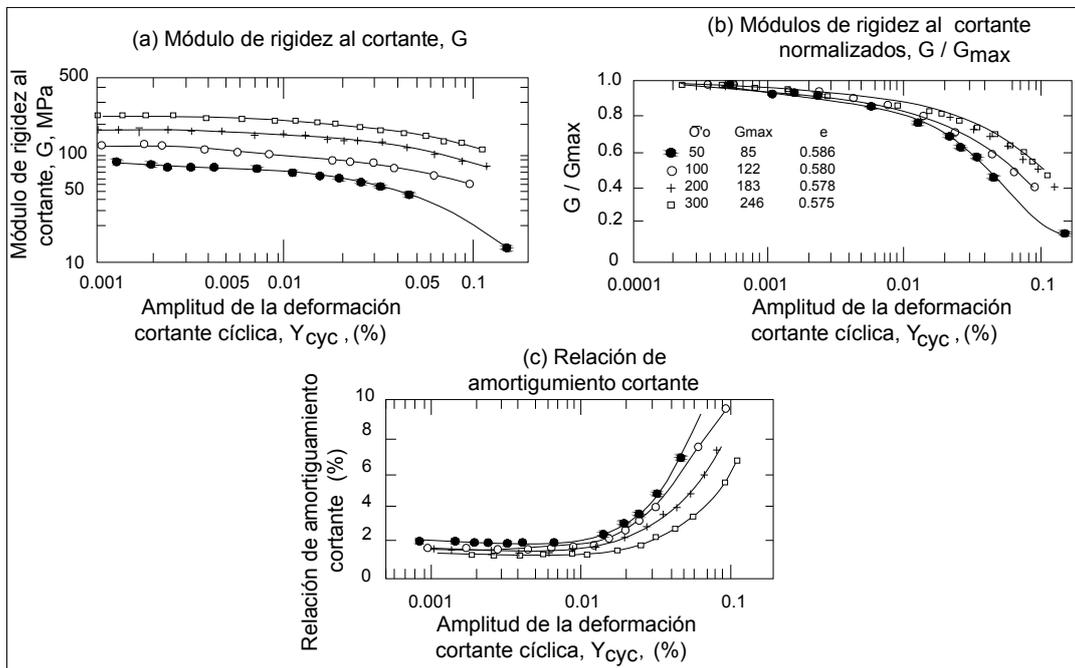


Figura 6.32 Comportamiento de los módulos de rigidez al cortante, G y amortiguamiento, ζ , con las deformaciones cortantes cíclicas γ_{cyc} con esfuerzos efectivos para arenas marinas (David y Bennell, 1985)

6.7 Resultados de pruebas dinámicas en la zona de Cantarell

Módulo de rigidez al cortante máximo. En la Tabla 6.10 se presentan algunas de las muestras seleccionadas para llevar a cabo las pruebas cíclicas mediante ensayos de Columna Resonante (CR) y de Corte Simple Cíclico (DSS), para obtener los valores de módulo de rigidez al cortante máximo (G_{\max}) y amortiguamiento (ζ) para un intervalo de deformación angular cíclica γ_{cyc} de 10^{-4} % a 3%.

Los ensayos en CR fueron realizados en tres etapas para diferentes esfuerzos de confinamiento isotrópicos efectivos. Los niveles de esfuerzo aplicados fueron determinados a partir de los esfuerzos verticales efectivos *in situ*, que se calcularon a partir de datos de los pesos volumétricos sumergidos de los estratos a las profundidades correspondientes.

Tabla 6.10 Propiedades índice y dinámicas de las arcillas de la zona de Cantarell (Cano, 2003)

SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD, m	w_L (%)	w_P (%)	w (%)	I_P (%)	I_r	G_s	G_{\max}	σ'_c (kPa)	ζ_{\max}	ζ_{\min}
17	31	9.3	77.0	24.0	69.0	53.0	0.150	2.750	11.6	38	4.32	3.63
17	31	9.3	77.0	24.0	60.5	53.0	0.310	2.750	20.6	77	3.71	3.20
17	31	9.3	77.0	24.0	52.0	53.0	0.470	2.750	44.0	153	13.68	3.04
12	38	12.0	80.0	30.0	66.0	50.0	0.280	2.750	14.6	46	5.26	3.62
12	38	12.0	80.0	30.0	58.5	50.0	0.430	2.750	27.6	91	4.98	3.69
12	38	12.0	80.0	30.0	51.0	50.0	0.580	2.750	52.8	182	18.33	3.30
12	51	20.0	68.0	24.0	34.0	44.0	0.770	2.820	56.6	144	3.18	2.36
12	51	20.0	68.0	24.0	33.0	44.0	0.800	2.820	73.5	287	3.88	2.21
12	51	20.0	68.0	24.0	32.0	44.0	0.820	2.820	127.3	575	11.30	2.36
5	63	24.9	76.0	28.0	43.0	48.0	0.690	2.790	65.6	192	3.25	1.72
5	63	24.9	76.0	28.0	41.5	48.0	0.720	2.790	91.2	383	3.34	1.59
5	63	24.9	76.0	28.0	40.0	48.0	0.750	2.790	125.7	766	6.22	1.30
15	55	26.2	78.0	27.0	42.0	51.0	0.710	2.800	65.2	225	3.32	1.97
15	55	26.2	78.0	27.0	40.5	51.0	0.740	2.800	82.1	383	4.64	2.08
15	55	26.2	78.0	27.0	39.0	51.0	0.760	2.800	121.1	654	11.98	1.71
13	85	50.5	71.0	22.0	42.0	49.0	0.590	2.740	78.4	323	3.43	2.09
13	85	50.5	71.0	22.0	37.0	49.0	0.690	2.740	123.7	658	2.92	1.80
13	85	50.5	71.0	22.0	32.0	49.0	0.800	2.740	249.7	1293	8.86	1.74
14	74	65.1	106.0	26.0	48.0	80.0	0.730	2.790	91.9	431	2.88	1.77
14	74	65.1	106.0	26.0	42.0	80.0	0.800	2.790	134.9	862	3.94	1.79
14	74	65.1	106.0	26.0	36.0	80.0	0.880	2.790	240.0	1724	7.21	1.62
3	85	65.7	85.0	29.0	45.0	56.0	0.710	2.780	194.6	431	7.95	2.84
3	85	65.7	85.0	29.0	39.5	56.0	0.810	2.780	230.4	862	5.42	2.58
3	85	65.7	85.0	29.0	34.0	56.0	0.910	2.780	350.2	1724	5.60	2.56
12	109	96.0	70.0	22.0	34.0	48.0	0.750	2.780	166.2	560	6.02	3.36
12	109	96.0	70.0	22.0	30.0	48.0	0.830	2.780	262.9	1120	5.26	3.53
12	109	96.0	70.0	22.0	26.0	48.0	0.920	2.780	445.1	2240	7.05	3.23

En la Fig. 6.33 se presentan los valores de G_{\max} versus esfuerzo de confinamiento σ'_c , donde se muestra que G_{\max} tiende a aumentar con el incremento de σ'_c . Estos valores fueron comprobados a partir de las ecuaciones experimentales propuestas por Hardin y Drnevich (1972b):

$$G_{\max} = \left(\frac{3230(2.97 - e)^2}{(1 + e)} \right) OCR^K \sigma'_c{}^{0.5} \quad (6.37)$$

Donde $e > 0.6$.

Y para limos y arcillas de bajo I_p , el valor de G_{max} se obtuvo por la expresión desarrollada por Kim y Novak (1981):

$$G_{max} = \left(\frac{770(2.97 - e)^2}{(1 + e)} \right) OCR^K \sigma'_c{}^{0.65} \quad (6.38)$$

Donde G_{max} es el módulo de rigidez máximo en kPa, OCR , relación de preconsolidación del suelo, σ'_c , esfuerzo de confinamiento efectivo promedio *in situ*, e relación de vacíos y K depende del índice de plasticidad I_p según la siguiente Tabla 6.11 dada por Hardin y Drnevich (1972).

Tabla 6.11 Valores de K en función del I_p (Hardin y Drnevich, 1972).

ÍNDICE DE PLASTICIDAD, I_p , (%)	0	20	40	60	80	> 100
VALORES DE K	0.0	0.18	0.30	0.41	0.48	0.50

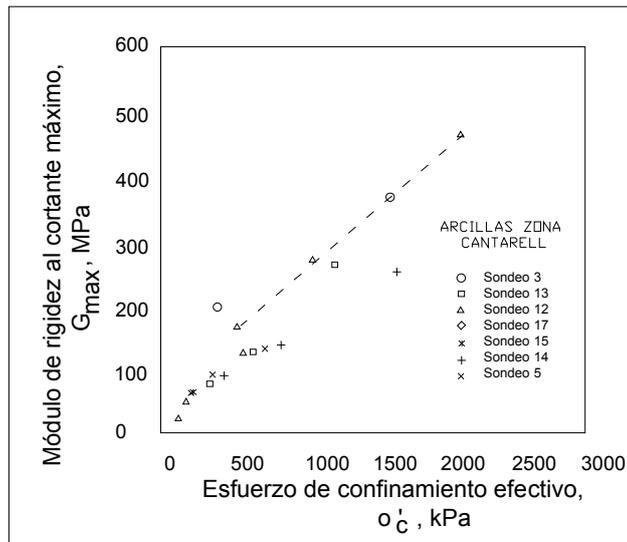


Figura 6.33 Módulo de rigidez al cortante máximo, G_{max} , versus Esfuerzo de confinamiento efectivo, σ'_c , (Cano, 2003)

En la Fig. 6.34 se compararon los resultados de los datos experimentales con los obtenidos de las relaciones anteriores, siendo relativamente similares.

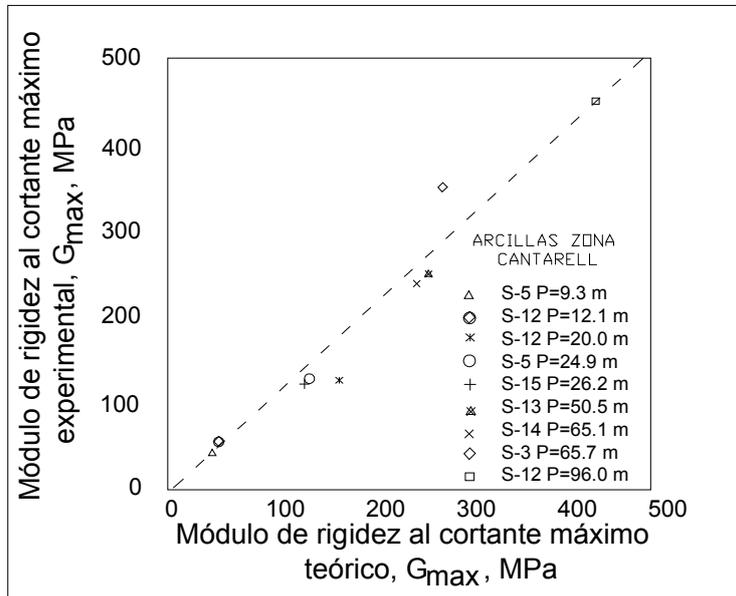


Figura 6.34 Comparación de los valores de G_{max} experimentales y teóricos (Cano, 2003)

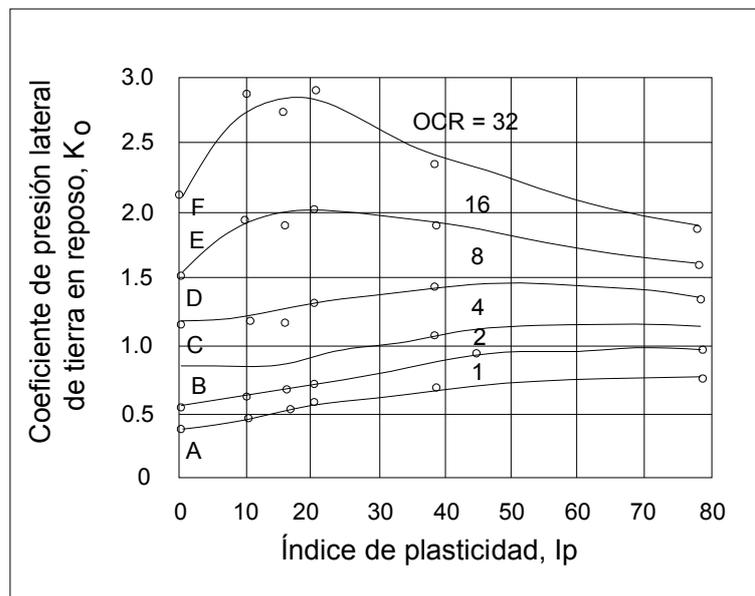


Fig. 6.35 Correlación entre K_o , I_p y OCR (Brooker e Ireland, 1965)

Perfil del módulo de rigidez al cortante contra la profundidad. Considerando las relaciones anteriores de G_{max} contra σ'_c presentadas en la Fig. 6.33 se grafican contra la profundidad como se

observa en la Fig. 6.36; para esto el esfuerzo efectivo de confinamiento en las pruebas de CR fue estimado a partir del esfuerzo efectivo *in situ* usando la siguiente expresión recomendada por Seed y Peacock (1971):

$$\sigma'_c = \left(\frac{1+2K_o}{3}\right)\sigma'_v \quad (6.39)$$

Donde σ'_c es el esfuerzo de confinamiento efectivo promedio en la prueba CR, σ'_v es el esfuerzo vertical efectivo *in situ* o presión efectiva de sobrecarga actual, K_o es el coeficiente de presión lateral de tierra en reposo. Los valores de K_o para estas arcillas, fueron estimados utilizando las correlaciones propuestas por Brooker e Ireland (1965) como se muestra en la Fig. 6.35.

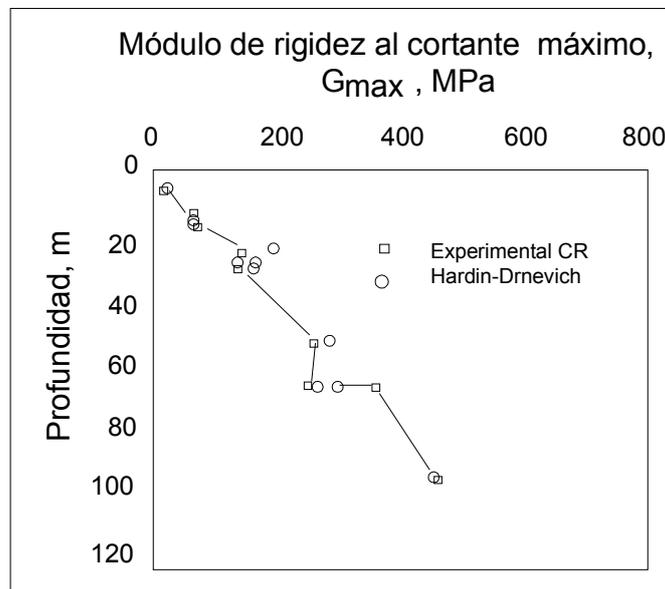


Fig. 6.36 Variación de G_{\max} experimentales y teóricos con la Profundidad (Cano, 2003)

Variación del módulo de rigidez máximo contra el índice de plasticidad. En la Fig. 6.37 se observa esta variación, donde se puede determinar que G_{\max} depende de σ'_c para el intervalo de I_p de 44% al 80%; además todos los valores de G_{\max} tienden a aumentar conforme se incrementa σ'_c . La mayoría de las muestras de arcillas tenían un OCR entre 1 a 8.

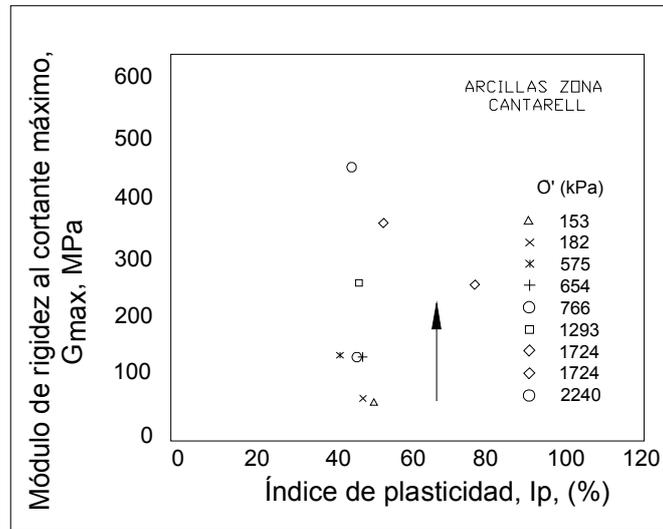


Figura 6.37 Variación del Módulo de rigidez al cortante máximo, G_{max} , con el Índice de plasticidad, I_p , (Cano, 2003)

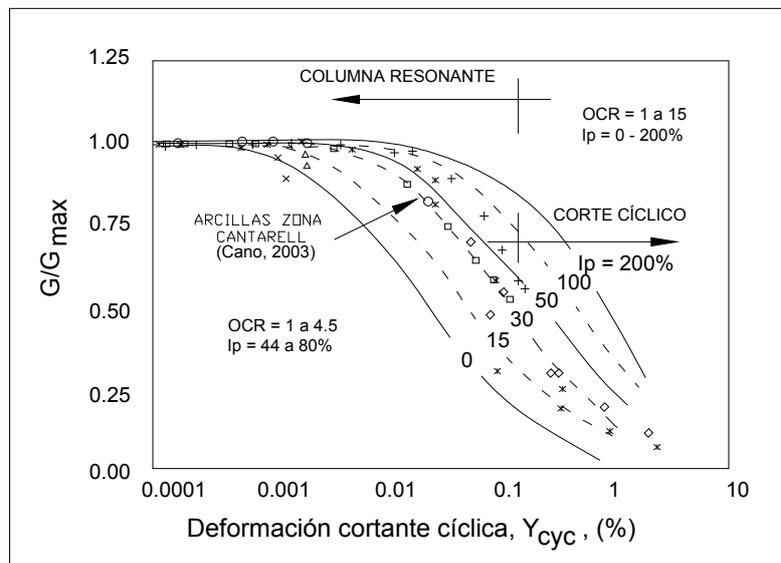


Figura 6.38 Correlaciones de G/G_{max} versus γ_{cyc} y con el I_p para suelos normalmente consolidados y preconsolidados (Vucetic y Dobry, 1991)

Relación de amortiguamiento. El amortiguamiento (ζ) definido como el parámetro que proporciona la medida de disipación de energía del suelo bajo carga sísmica, resulta del efecto friccionante no lineal conocido como histéresis, al deslizar entre sí las partículas mineralógicas la energía de deformación liberada durante la descarga siendo inferior a la almacenada durante la carga; por lo tanto a mayor deformación del suelo, sin alcanzar la falla, menor será el amortiguamiento.

Con base en resultados de Vucetic y Dobry (1991), se desarrollaron dos familias de curvas como se muestran en las Figs. 6.38 y 6.39, en las cuales se grafica G/G_{\max} versus deformación cortante cíclica γ_{cyc} y las curvas ζ contra γ_{cyc} , donde ζ es menor cuando se incrementa el I_p . Para suelos con $I_p=0$ (caso de las arenas), el comportamiento es no lineal, mostrando valores altos de amortiguamiento para los mismos valores de deformación cíclica.

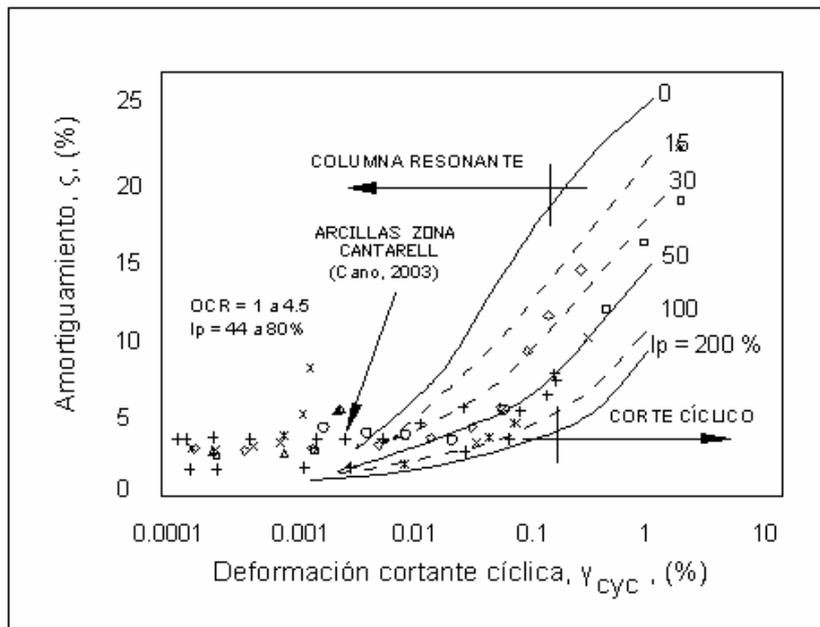


Figura 6.39 Correlaciones de ζ versus γ_{cyc} y con el I_p para suelos normalmente consolidados y preconsolidados (Vucetic y Dobry, 1991)

6.8 Resumen del capítulo

- La *teoría del estado crítico* es un modelo para describir el comportamiento del suelo ante la respuesta de carga estática o cíclica, interrelaciona el estado de esfuerzos, deformación y los cambios volumétricos: p' , q y e . Marca dos líneas limítrofes: 1) la de *estado establecido* (SS) dividiendo los suelos contractivos (arcillas normalmente consolidadas y arenas sueltas) de los suelos dilatantes (arcillas sobreconsolidadas y arenas densas) y 2) la del *estado límite cíclico* (CLS).

- Las *arcillas normalmente consolidadas* y *arenas sueltas* saturadas en condiciones no drenadas al someterlas a carga cíclica mayor al CLS produce incremento de la presión de poro y una disminución del esfuerzo efectivo y en consecuencia pérdida de resistencia. En el caso de las arcillas normalmente consolidadas se presenta una gran deformación y en las arenas sueltas se reduce rápidamente la resistencia al esfuerzo cortante ocurriendo la falla al comportarse como un fluido lo cual denominamos *licuación*. Para el caso de las *arcillas sobreconsolidadas* y *arenas densas* saturadas en condiciones no drenadas la carga cíclica provoca momentáneamente el endurecimiento y aumento de resistencia al incrementarse su volumen y en consecuencia la presión de poro tiende a ser negativa de continuar la carga cíclica la presión de poro será positiva acumulando deformaciones que pueden llegar a la falla, pero conservando la resistencia.

- Los factores que influyen en el laboratorio para los ensayos cíclicos son: equipo empleado (cámara triaxial o de corte simple y columna resonante), método de preparación de la muestra (en el caso de las arenas), esfuerzo de confinamiento, forma de onda de carga, frecuencia, número de ciclos, tamaño de la muestra, compacidad relativa, granulometría, relación de preconsolidación.
- Los ensayos cíclicos en el laboratorio pueden llevarse a cabo con cámara *triaxial* cíclica o en un aparato de *corte simple* para rangos deformaciones cortante cíclica γ_{cyc} (%) entre 10^{-2} a 5 y para rangos menores con *columna resonante* para evaluar: el potencial de licuación, la presión de poro generada, la deformación cíclica y la deformación permanente con base en determinar parámetros de módulo de rigidez al cortante cíclica G , amortiguamiento ζ y degradación del módulo D_E .

6.9 Referencias

- Andersen, K. H. (1976). Behavior of clay subjected to undrained cyclic loading. *Proc. BOSS '76 Conf. Trondheim*, vol. 1. P.p. 392-403.
- Andersen, K. H., O. E. Hansteen, K. Hoeg y J. H. Prevost. (1978). Soil deformations due to cyclic loads on offshore structures. In *Numerical methods in offshore engineering*, O. C. Zienkiewicz, R. W. Lewis y K. G. Stagg (eds.), Ch. 13. Chichester: Wiley.
- Atkinson, J. H. y P. L. Bransby (1978). *The mechanics of soils. Maidehead*. McGraw-Hill.
- Bouckovalas, G. R. V. Whitman y W. A. Marr. (1984). Permanent displacement of sand with cyclic loading. *J. Geotech. Engng., ASCE 110* (11). P.p. 1606-23.
- Brooker E. W. y Ireland H. O. (1965). Earth Pressures at Rest Related to Stress History, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 2. No. 1. P.p. 1-15.
- Brown, S. F., A. K. F. Lashine y A. F. L. Hyde. (1975). Repeated load triaxial testing of a silty clay. *Geotechnique 25*. P.p. 95-114.
- Bouckovalas, G., R. V. Whitman y W. A. Marr. (1984). Permanent displacement of sand with cyclic loading. *J. Geotech. Engng. ASCE 110* (11). P.p. 1606-23.
- Calladine, C. R. (1963). The yielding of clay. Correspondence, *Geotechnique 13*. P.p. 250-55.
- Cano, G. M. (2003). Estudio del comportamiento Estático y Dinámico de los suelos arcillosos de la Sonda de Campeche. *Tesis de Posgrado*, UNAM. México.
- Castro, G. C. (1969). Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands. *J. Geotech. Engng Div., ASCE 101 (GT6)*. P.p. 551-69.
- Castro, G. C. (1975). Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands. *J. Geotech. Engng. Div., ASCE 101 (GT6)*. P.p. 551-69.
- Castro, G. y J. T. Chistian (1976). Shear strength of soils and cyclic loading. *J. Geotech. Engng. Div., ASCE 102 (GT9)*. P.p. 887-95.
- Davis, A. M. y J. D. Bennell. (1985). Dynamic properties of marine sediments. *Ocean seismo-acoustics*, T. Akal y J. Berkson (eds.). New York: Plenum Press.
- Diyaljee, V. A. y G. P. Raymond. (1982). Respective load deformation of cohesionless soil. *J. Geotech. Engng. Div., ASCE 108 (GT10)*, 1215-29.
- Egan, J. A. y D. A. Sangrey. (1978). Critical state model for cyclic load pore pressure. Proc. ASCE. Spec. Conf. Earthq. Engng. Soil Dynam. Pasadena, vol. 1. P.p. 410-424.
- Finn, W. D. L., W. Kwok y G. R. Martin. (1977). An affective stress model for liquefaction. *J. Geotech. Engng. Div., ASCE 103 (GT6)*. P.p. 517-33.
- France, J. W. y D. A. Sangrey. (1977). Effects of drainage in repeated loading of clays, *J. Geotech. Engng. Div., ASCE 103 (GT7)*. P.p. 769-85.
- Hardin, B. O. y V. P. Drnevich. (1972). Shear modulus and damping of soils: design equations and curves. *J. Soil Mech. Foundat. Div., ASCE 98 (SM7)*. P.p. 667-92.
- Hyde, A. F. L. y S. F. Brown. (1976). The plastic deformation of a silty clay under creep and repeated loading. *Geotechnique 26 (1)*. P.p. 173-84.
- Idriss, I. M., R. Dobry y R. D. Singh. (1978). Nonlinear behavior of soft clays during cyclic loading. *J. Geotech. Engng. Div., ASCE 104 (GT12)*. P.p. 1427-47.

- Ishihara, K. (1977). Pore water pressure response and liquefaction of sand deposits during earthquakes. *Proc. of DM SR77, Karlsruhe*, Vol. 2. P.p. 161-193.
- Ishihara, K. (1982). Evaluation of soil properties for use in earthquake response analysis. *Int. Symp. Num. Meth. Geomech.*, Zurich, Rotterdam: A. A. Balkema. P.p. 237-59.
- Ishihara, K. y S. Yasuda. (1980). Cyclic strength of undisturbed cohesive soils of Western, Tokyo. *Int. Symp. on Soils Under Cyclic and Transient Loading, Swansea*. Rotterdam: A. A. Balkema. P.p. 57-66.
- Iwasaki, T. y F. Tatsuoka. (1977). Effects of grain size and grading on dynamic shear modulus of sands. *Soils Foundns* 17(3). P.p. 19-35.
- Kim, T. C. y Novak M. (1981). Dynamic Properties of Some Cohesive Soils in Ontario, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 18. P.p. 371-89.
- Kokusho, T., Y. Yoshida y Y. ESACI. (1982). Dynamic properties of soft clay for wide strain range. *Soils and foundations* 22(4). P.p. 1.18.
- Lambe, T. W. y W. A. Marr. (1979). Stress path method: second edition. *J. Geotech. Engng. Div. ASCE 105 (GT6)*. P.p. 727.
- Lee, K. L. y J. A. Focht. (1976a). Strength of clay subjected to cyclic loading. *Mar. Geotech.* 1, McClelland Engineers. (1977). Extract from technical report. P.p. 165-86.
- Lentz, R. W. y G. Y. Baladi. (1980). Simplified procedure to characterize permanent strain in sand subjected to cyclic loading. *Int. Symp. on Soils Under Cyclic and Transient Loading, Swansea*, Rotterdam: A. A. Balkema. P.p. 89-95.
- McClelland Engineers. (1977). Extract from technical report.
- Marcuson, W. F. y F. C. Townsend. (1978). The effects of specimen reconstitution on cyclic triaxial test results. *Proc. 6th Symp. Earthq. Engng. Univ. Roorkee*, Vol. 1. P.p. 113-18.
- Marr, W. A., A. Urzua, y G. Bouckovalas. (1982). A numerical model to predict permanent displacement from cyclic loading of foundations. *Proc. 3er BOSS. Conf. Cambridge, Mass.*, Vol. 1. P.p. 297-312.
- Matsui, T. H. Ohara y T. Ito. (1980). Cyclic stress-strain history and shear characteristics of clay. *J. Geotech. Engng. Div., ASCE 106 (GT10)*. P.p. 1101-20.
- Miner, M. A. (1945). Cumulative damage in fatigue. *Trans. ASME 67, A*. P.p. 159-64.
- Mullis, J. P., H. B. Seed, C. K. Chan, J. K. Mitchell y K. Arulanandan. (1977). Effects of sample preparation on sand liquefaction. *J. Geotech. Engng. Div. ASCE 103 (GT2)*. P.p. 91-108.
- Pyke, R. (1978). Some effects of test configuration of measured soil properties under cyclic loading. *Geotech. Testing J.* 1 (3). P.p. 125-33.
- Richart, F. E., J. R. Hall y R. D. Woods. (1970). *Vibrations of soils and foundations*. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall.
- Sangrey, D. A. y J. W. France. (1980). Peak strength of clay soils after a repeated loading history. *Proc. Int. Symp. on Soils Under Cyclic and Transient Loading, Swansea*, Vol. 1. P.p. 421-30.
- Sangrey, D. A., D. A. Henkel y M. I. Esring. (1969). The effective stress response of saturated clay soil to repeated loading. *Can. Geotech. J.* 6. P.p. 241-52.
- Sangrey, D. A., G. Castro, S. J. Poulos y J. W. France. (1978). Cyclic loading of sands, silts and clays. *Proc. ASCE Spec. Conf. on Earthq. Engng. Soil Dynam.*, Pasadena, vol. 2. P.p. 836-51.
- Seed, H. B. (1979). Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes. *J. Geotech. Engng. Div., ASCE 105 (GT2)*. P.p. 201-55.
- Seed, H. B. y I. M. Idriss. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *J. Soil Mech. Foundat. Div., ASCE 97 (SM9)*. P.p. 1249-73.
- Seed, H. B. y K. L. Lee. (1966). Liquefaction of saturated sands during cyclic loading. *J. Soil Mech. Foundat. Div., ASCE 92 (SM6)*. P.p. 105-34.
- Seed, H. B. y W. H. Peacock. (1971). Test procedures for measuring soil liquefaction characteristics. *J. Soil Mech. Foundat. Div., ASCE 97 (SM8)*. P.p. 1099-119.
- Seed, H. B., K. Tokimatsu, L. F. Harder y R. M. Chung. (1984). *The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations*. Report no. UCB/EERC-84/15. Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California.
- Sherif, M. A., I. Ishibashi y C. Tsuchiya. (1978). Poro-pressure prediction during earthquake loading. *Soils and Foundations* 18(4). P.p. 19-30.

- Singh, R. D., J. H. Kim y S. R. Caldwell. (1978). Properties of clay under cyclic loading. *Proc. 6th Symp. Earthq. Engng, Univ. Roorkee*, vol. 1. P.p. 107-12.
- Silver, M. L., C. K. Chan, R. S. Ladd, K. L. Lee, D. A. Tiedemann, F. C. Townsend, J. E. Valera y H. Wilson. (1976). Cyclic triaxial strength of a standard test sand. *J. Geotech. Engng. Div., ASCE* 102 (GT5). P.p. 511-24.
- Thiers, G. R. y H. B. Seed. (1969). *Strength and stress-strain characteristics of clay subjected to seismic loading conditions*. STP 450, Philadelphia: ASTM. P.p. 3-56.
- Townsend, F. C. (1978). *A review of factors affecting cyclic triaxial tests*. STP 654. Philadelphia: ASTM. P.p. 356-83.
- Van Eekelen, H. A. M. y D. M. Potts. (1978). The behavior of Drammen clay under cyclic loading. *Geotechnique* 28 (2). P.p. 173-96.
- Vucetic M. y Dobry R. (1991). Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE* 117 (1). January. P.p. 89-107.
- Wood, D. M. (1982). Laboratory investigations of the behavior of soils under cyclic loading: a review. *In Soil mechanics – transient and cyclic loads*. G. N. Pande y O. C. Zienkiewicz, Ch. 20. Chichester: Wiley.
- Yamanouchi, T. y K. Yasuhara. (1977). Deformation of saturated soft clay under repeated loading. *Proc. Int. Symp. on Soft Clay, Bangkok*. P.p. 165-79.

6.10 Bibliografía

- Díaz-Rodríguez, J. A. (2005). *Dinámica de Suelos*. Ed. Limusa, 1a. Ed. México.
- Poulos, H. G. (1988). *Marine Geotechnics*. Ed. Unwin Hyman. Gran Bretaña.

CONCLUSIONES

Capítulo 2.

○ Aún hasta nuestros días continúan algunas incógnitas en las teorías que pretenden explicar el movimiento de los continentes a partir de la única afloración terrestre creada originalmente denominada Pangea y de la formación de los océanos; sobre todo en el mar profundo existe poca información con respecto a los procesos que pretenden explicar el origen y composición de los suelos marinos; en muchos de los casos esta información ha sido inferida ya que no se cuenta con las suficientes evidencias físicas. Con las investigaciones sobre la tectónica de placas y la expansión del fondo oceánico se han aclarado varias de estas incertidumbres comprobando así, por ejemplo que debido a la expulsión de material magmático de los dorsales ocasiona que sea posible el desplazamiento horizontal de grandes masas rocosas y que se produzcan temperaturas que posibilitan la generación de la vida animal a grandes profundidades; además, es posible encontrar materiales en los suelos que no se tenían contemplados como el uranio, manganeso, zinc y otros. Con respecto a los suelos del litoral y plataforma continental se cuenta con una mayor investigación de los procesos que modifican y dan origen a lo que denominamos acantilados, playas, costas, deltas, arrecifes y atolones.

○ En la zona litoral y hasta la plataforma continental tenemos la presencia predominantemente de suelos granulares, a medida que nos alejamos de las costas el tamaño de las partículas tiende a disminuir debido a diversos agentes destructivos a que son sometidos siendo transportados por medio de las corrientes marinas, oleaje y vientos de modo que en aguas profundas están compuestos principalmente de suelos más finos (arcillosos pelágicos de origen terrígeno). En tirantes de agua mayores a los 5,000 m es escasa la presencia de sedimentos biogénicos (cieno calcáreo y cieno silíceo) debido a que la alta presión y bajas temperaturas del agua que tienden a disolverlos.

Capítulo 3.

○ La investigación de los suelos marinos empleando técnicas combinadas de geofísica y geotecnia han resuelto en gran medida la obtención de información con fines de ingeniería en aguas con tirante menor a los 500 m; sin embargo, a mayor profundidad el principal problema a los que se enfrentan algunos países como el nuestro es de no contar con la tecnología geotécnica confiable requerida si se pretende llevar a cabo algún tipo de estudio para la instalación de estructuras cimentadas. Por el momento para este fin, se utilizan métodos de robótica pero no dejan de ser métodos lentos, de muy alto costo y muy limitados en cuanto a la penetración en el subsuelo marino.

○ Considerando que implica un menor costo el empleo de estudios geofísicos y de los equipos *in situ* con respecto a la geotécnicas sería deseable un mayor desarrollo para poder evaluar las propiedades mecánicas (resistencia al esfuerzo cortante en condiciones no drenadas, permeabilidad, clasificación, etc.) de los suelos marinos a partir de estas técnicas. Se presentó una investigación enfocada con este objetivo en el inciso 3.9 concluyendo que los resultados aún no alcanzan el nivel de confianza requeridos con fines de diseño.

○ Para un estudio completo y confiable, lo recomendable es comparar la información tanto de los estudios geológicos, geofísicos y geotécnicos; a su vez, con los métodos analíticos, empíricos e *in situ*, esto pudiera crear incertidumbre puesto que los resultados tienden a diferir; enfocándonos al caso específico de la dispersión existente al obtener la resistencia al esfuerzo cortante en condiciones no drenadas reportada empleando diferentes equipos (Fig. 5.6). La respuesta para estas diferencias puede atribuirse a la no homogeneidad y a la anisotropía que presentan los suelos marinos ocasionada por la sedimentación, cementación, diferencia en la composición mineralógica, variación de contenidos de carbonatos, variación de permeabilidad, etc. en gran medida ésta diferencia pueden reducirse con interpolaciones, correlaciones, ajustes o escalaciones justificadas.

Capítulo 4.

○ No se cuenta con un procedimiento universal para la clasificación de los suelos marinos con fines geotécnicos debido a que en ella intervienen varios factores como el tamaño, composición mineralógica y contenidos de carbonatos, que con alguna variante el comportamiento mecánico y dinámico se verá influenciado; es por esto, que es recomendable clasificarlo con base a los tres criterios mencionados y proporcionar la mayor información para poder evaluar y considerar los parámetros empleados para el diseño.

Capítulo 5.

○ Podemos encontrar a los suelos marinos con un alto contenido de material orgánico totalmente saturados de agua salina con una elevada sensibilidad (hasta de 8), con una muy alta compresibilidad (índices de compresión C_c mayores a 1.0 y coeficientes de consolidación C_v , entre 10^{-1} a 10^{-6} $\text{cm}^2 \text{seg}^{-1}$) por lo tanto valores altos de relación de vacíos (mayor a 4), con altos índices de plasticidad (mayor a los 140%) y altos contenidos de carbonatos, con valores muy bajos de K_o hasta de 0.25 como es el caso de las arenas carbonatadas del estrecho de Bass, relación de Poisson que puede obtenerse entre 2.0 a 4.5. Existen suelos muy blandos (s_u menor a 0.5 kg cm^{-2}) cuando se recolectan superficialmente; considerando todos estos aspectos implica que se debe tener un mayor cuidado en el manejo, almacenamiento y clasificación de las muestras, ya que cualquier alteración repercutirá sustancialmente en los resultados; también puede ocasionar que los ensayos que se le realicen no sean de muestras “inalteradas” que cumplan con los estándares de calidad requeridos para el diseño.

○ Los suelos carbonatados (que reaccionan con una solución menor 10% de ácido clorhídrico) comunes en la zona litoral y plataforma continental presentan un comportamiento friccionante, presentan límites líquidos bajos (menor a 40%) e índices de plasticidad menores a los 20% con valores de ϕ mayores a los 40° con el índice de compresión disminuyendo al aumentar el contenido de carbonatos. A pequeñas deformaciones (menores de 0.5%) pueden generar presión de poro que puede desarrollar fallas en el suelo.

○ Existe poca información en cuanto al estudio de los cienos silíceos, lo cual puede representar un campo interesante de investigar desde el punto de vista geotécnico. Se han analizado, reportándose con contenidos de agua mayor a los 340%, valores de peso específico entre 2.10 y 2.45 y porosidad de 90%, resistencias bajas hasta del orden de 0.36 kg cm^{-2} .

○ De los factores más atenuantes y complejos para evaluar el comportamiento de los suelos marinos es cuando se tiene la presencia de gas entre los sedimentos, que de no analizarse adecuadamente puede repercutir en fallas ingenieriles ya que ocasionan inestabilidad, disminución de resistencia y débiles reflexiones acústicas; igualmente importante es la presencia de cementantes que para presiones mayores a los 140 kg cm^{-2} se producen desprendimiento y rompimiento inclusive de la estructura natural del suelo repercutiendo en una considerable consolidación secundaria.

Capítulo 6.

○ En el Golfo de México es reciente la investigación dinámica de los suelos marinos y está enfocada a delimitar áreas con posibilidad de licuación y socavación, de evaluar la magnitud de generación de presiones de poro, deformaciones cíclicas y permanentes ocasionadas por cargas repetidas debido a sismos, oleaje e impacto. Considerando que superficialmente podemos encontrar generalmente suelos blandos, implica que pueden absorber grandes deformaciones sin fallar y por lo tanto su rigidez y resistencia es baja y con bajo amortiguamiento. Sin embargo, en las arcillas marinas de la zona Cantarell se han reportado con un amortiguamiento mayor al 15% para deformaciones angulares del orden del 1%, decayendo el modulo de rigidez al cortante normalizado a valores cercanos a cero.

○ En nuestro país la Geotecnia Marina generalmente emplea criterios desarrollados en el extranjero, por lo que se recomienda realizar una revisión crítica, que se ajuste mejor al tipo de suelo que se encuentra en la zona de Cantarell.

ANEXO A.

GLOSARIO DE TÉRMINOS

Aproar: Colocar la proa de una embarcación en dirección opuesta al viento y corriente predominante.

Albufera: Laguna formada en playas bajas por las arenas depositadas por las corrientes marinas que cierran el acceso de algunas bahías. Las aguas son salobres y proceden de la comunicación siempre precaria, de la albufera con el mar y de la aportación de ríos y torrentes.

Aluvial: Sedimento compuesto por cantos rodados, boleos, gravas, arenas, limos y arcillas, depositado en la boca de los cañones intermontanos, en los cauces y terrazas de los ríos durante las grandes avenidas fluviales.

Atolón: Isla de forma más o menos circular, con una laguna interior que comunica con el mar por canales estrechos. Los atolones están formados por depósitos calcáreos de los arrecifes de coral y madreporas; estos organismos viven asociados con algas microscópicas.

Biota: Conjunto de todos los seres vivos que tienen su hábitat en una región determinada.

Bordes Divergentes: Donde las placas tectónicas se separan, lo que produce el ascenso de material desde el manto para crear nuevo suelo oceánico.

Bordes Convergentes: Donde las placas tectónicas se juntan, lo que provoca la subducción (consumo) de litosfera oceánica en el manto.

Bordes de Falla Transformante: Donde las placas se desplazan lateralmente una respecto a la otra sin producción o destrucción de litosfera.

Brecha: Rocas sedimentarias o ígnea de origen volcánico, de tamaño variable y angulosas, depositadas en forma caótica durante la actividad volcánica.

Buzamiento: Ángulo que forma el eje de una masa de rocas plegadas con relación al plano horizontal.

Cabalgadura: Traslape de un bloque sobre otro.

Cañón: Valle profundo y estrecho con laderas abruptas, verticales, con frecuencia escalonadas; bisecta a las cadenas montañosas y al borde de los continentes y sus taludes en el medio oceánico.

Cambio Eustático del Nivel del Mar: Cambio en el nivel del mar producido enteramente por un aumento o disminución en la cantidad de agua de mar en los océanos.

Cieno (Ooze): Depósito de mar profundo que consiste en 30 por ciento o más de su volumen, de las partes duras de organismos muy pequeños, a veces microscópicos. Si predomina un organismo en particular, se usa su nombre como adjetivo, como cieno de globigerina o cieno de radiolarios.

Cieno de Diatomeas: Cieno silíceo de mar profundo constituido por las paredes de las celdillas de algas marinas unicelulares llamadas diatomeas.

Cieno de Globigerina: Cieno calcáreo de mar profundo en el que predominan las conchas calcáreas de diminutos animales unicelulares llamados globigerina (mezcla de foraminíferos y cocolitos).

Cieno de Pterópodos: Cieno calcáreo de mar profundo en el que predominan los restos de moluscos diminutos del grupo pterópoda.

Cieno de Radiolarios: Cieno silíceo de mar profundo en el que predominan las partes duras delicadas y complejas de diminutos protozoarios marinos llamados radiolarios.

Cizallamiento: Esfuerzos tangenciales entre dos bloques.

Contrapozo: Hueco construido en una embarcación que atraviesa desde cubierta hasta el casco y que sirve para poder descender equipos y herramientas hacia el agua de mar.

Corrientes de Turbidez: Son constantes cuando existe el aporte continuo de agua turbia con una mayor densidad como es el caso de un río o cuando el oleaje remueve los sedimentos depositados con anterioridad próximos a la costa. Existen otras corrientes de turbidez cuando un gran volumen de sedimentos sueltos se pone en movimiento por un derrumbe submarino, ocasionado por un terremoto en el borde de la plataforma continental, precipitándose en suspensión en el agua, por el talud continental hacia los grandes fondos oceánicos, alcanzando velocidades hasta de 100 km hr^{-1} .

Corteza Oceánica: Porción de la corteza terrestre compuesta de una capa de roca sólida de 32 a 48 kilómetros de espesor.

Distensivo: Esfuerzo de tensión entre dos bloques.

Domo Salino: Masa de cloruro de sodio (NaCl), generalmente de forma burdamente cilíndrica con un diámetro de casi dos kilómetros cerca de la cima. Estas masas fueron empujadas a través de los cimientos o sedimentos circundantes hasta su posición actual, en algunos casos hasta unos 6,000 metros. Las rocas receptoras que están encima y a los lados de los domos salinos tienen algunas veces petróleo y gas.

Dorsal: Sistema de fracturas y de bloques de dimensiones oceánicas (cientos de kilómetros) y de altitudes comparables con las cadenas montañosas continentales (varios kilómetros) que segmentan a las cuencas oceánicas, delimitando grandes bloques o placas tectónicas. Centro de expansión oceánica.

Efusión: Expulsión de agua hidrotermal o magma a través de un aparato volcánico.

Erosión: Acción de destruir o denudar a una roca o cuerpo estructural, por procesos fisicoquímicos y biológicos.

Estratigrafía: Área de la geología que trata de la formación, composición, secuencia y correlación de las rocas de la corteza terrestre.

Facies Sedimentarias: Acumulaciones de depósitos que muestran características específicas y gradúan lateralmente a otras acumulaciones sedimentarias formadas al mismo tiempo, pero que presentan características diferentes.

Falla: Rasgo estructural manifestado por una fractura en un bloque, a lo largo de la cual se han desplazado los lados.

Falla transcurrente: Aquella en la que predominan los movimientos laterales horizontales respecto al plano de falla que es vertical.

Farallón: Masa de roca de paredes abruptas que, a manera de isla pequeña aislada, permanece enfrente del extremo de un promontorio. Ha quedado separada y aislada de tierra por la erosión y por intemperismo concentrados precisamente detrás del extremo de una saliente.

Fiordo: Valle profundizado por un glaciar que está ahora inundado por el mar y que forma una caleta larga, estrecha, de paredes abruptas.

Foco sísmico: Zona dentro de la corteza en donde se genera un movimiento tectónico.

Glaciar: Masa de hielo formada por la cristalización de la nieve, que fluye o ha fluido alguna vez hacia delante en el pasado, bajo la influencia de la fuerza de gravedad; por acuerdo, se excluyen de esta definición los icebergs aún cuando son grandes fragmentos desprendidos del extremo de un glaciar que llega al mar.

Guyot: Monte marino de cima plana que se levanta desde el fondo del océano como volcán truncado en su cima y cubierto por un tirante de agua apreciable.

Impedancia acústica: Propiedad física de un material para absorber energía acústica y fluir a través del medio.

Litoral: Perteneciente a la orilla o costa del mar.

Litosfera: Conjunto de rocas sólidas que constituyen la corteza terrestre y el manto externo, formando una de las envolturas concéntricas de la Tierra.

Marea: Elevación y descenso alternados de la superficie del océano, otros cuerpos de agua, o de la tierra misma, debida a las fuerzas que resultan del movimiento de la Tierra, la Luna y el Sol, en relación unos con otros.

Marisma: Terreno bajo, arenoso, cubierto por aguas poco profundas, con vegetación variable según la región donde se localice, pero que siempre es halófila (carácter generalmente salino de estos terrenos). Las marismas esta situadas, a menudo, en zonas próximas al mar con drenaje insuficiente, al ser su red hidrográfica incapaz de evacuar las aguas; muchas veces están relacionadas con desembocaduras más o menos deltaicas de los ríos. En general, las marismas se pueden formar por colmatación (sedimentación por corriente de agua) lateral de una parte abrigada de un estuario; detrás de un cordón arenoso, o en una bahía en fondo de saco. La sedimentación en las marismas es arenosa y limosa. El limo es fijado por la vegetación; se le denomina *slikke* cuando está cubierto por el agua varias horas durante cada marea; cuando esta cubierto por vegetación, se le denomina *schorre*. Las marismas se localizan en costas bajas, en todas las latitudes.

Monte Marino: Pico aislado, de pendientes abruptas que se levanta desde el fondo del mar profundo, pero que puede quedar sumergido bajo la superficie del océano. La mayoría tiene picos irregulares, pero algunos son de cima plana y se llama *guyots* o montes marinos de cima aplanada. Los montes marinos son probablemente de origen volcánico.

Morrena: Término general que se aplica a ciertas formas terrestres compuestas de tilita (depósito de suelo sin estratificación y sin clasificación generado por el hielo de un glaciar).

Nódulo: Cuerpo irregular de mineral de superficie abultada, cuya composición difiere de la de la roca en la que se formó. El sílice en forma de pedernal o calcedonia es el principal componente de los nódulos. Se le encuentra comúnmente en la caliza y la dolomía.

Orogénia: Deformación episódica e irreversible de una porción de la corteza terrestre, que forma sistemas montañosos.

Oolitas: Granos esféricos del tamaño de arena, compuesto usualmente de carbonato de calcio ($CaCO_3$) que se cree que fueron originados por precipitaciones inorgánicas. Algunas calizas están constituidas en gran parte por oolitas.

Pangea: Continente hipotético a partir del cual, según una teoría, se originaron todos los demás, mediante un proceso de fragmentación y deriva.

Parámetro: Elemento de un conjunto numérico puesto en correspondencia con una familia de funciones.

Pliegue: Flexión o doblez en las rocas producidos cuando las rocas estaban en estado plástico.

Placa tectónica: Segmento grande de la corteza terrestre que comprende indistintamente fragmentos continentales y fondos oceánicos y que está delimitado por fosas o trincheras oceánicas, dorsales oceánicas y fallas transformantes.

Polimetálico: Concentración de minerales metálicos (óxidos y sulfuros) de diferente composición.

Prospección Geofísica: Levantamiento de la estructura de las rocas por métodos de física experimental. Incluye mediciones de campo magnético, de la fuerza de gravedad, de las propiedades eléctricas, de la trayectoria y velocidad de las ondas sísmicas, de la radiactividad y del flujo de calor.

Prospección Sísmica: Método geofísico para determinar la naturaleza y estructura de las formaciones de roca sepultada, mediante la generación de ondas en el terreno (generalmente con el empleo de pequeñas cargas de explosivos), midiendo el tiempo que requieren estas ondas para seguir determinada trayectoria.

Protozoarios (Protozoos): Animales unicelulares provistos de núcleo, normalmente de tamaño microscópico. Aunque su origen es muy impreciso se supone que proceden de bacterias heterótrofas (organismos que para alimentarse necesita principalmente metabolitos orgánicos). Se dividen en las siguientes clases: flagelados, rizópodos, esporozos, ciliados y suctores.

Ría: Penetración marina en los valles bajos de los ríos de características semejantes a los fiordos noruegos.

Roca Sedimentaria: Roca formada por la acumulación de sedimentos, que pueden consistir en fragmentos de roca de varios tamaños, los restos o productos de animales o vegetales, el producto de la acción química o de la evaporación o mezcla de éstos. La estratificación es el rasgo particular más característico de las rocas sedimentarias, las cuales cubren casi el 75% del área terrestre del mundo.

SHANSEP: Historia de esfuerzos y propiedades ingenieriles en suelos normalizados.

Testa: Concha interna que presentan algunos protistas (no se define si es animal, planta u hongo), por ejemplo, foraminíferos, radiolario y algunas amebas. En los foraminíferos se suele denominar concha o conchilla y en los radiolarios esqueleto. Puede ser de naturaleza orgánica o mineral y construida por segregación o por agregación de partículas. Se encuentran a menudo como fósiles. Si la concha es externa, la denominación correcta es teca.

Tombolo: Barra de arena que une una isla con la masa de la tierra principal o que conecta dos islas.

Trinchera: Una cuenca muy profunda larga y estrecha en el fondo del mar.

Zeolitas: Son aluminosilicatos con cavidades de dimensiones moleculares de 3 a 10 Angstrom. Contienen iones grandes y moléculas de agua con libertad de movimiento para permitir el intercambio iónico. Surgen en las rocas sedimentarias.

ANEXO B. CONVERSIONES

1 Newton (N) = 0.1019 kg fuerza
1 kg fuerza = 9.8 N
1 tonelada (t) fuerza = 1,000 kg fuerza
1,000 libras (lb) fuerza = 1 kips = 4.44 kN
1 N = 100,000 dinas
1 onza (oz) fuerza = 0.028 kg fuerza
1 libra = 0.453 kg
1 Megagramo (Mg) = 10^6 gramos (g)

1 kg m⁻² = 9.8 Pascales (Pa)
1 kg cm⁻² = 98.06 kN m⁻² = 98.06 kPa
1 N mm⁻² = MN m⁻² = MPa
1 kg cm⁻² = 14.2 psi
1 Atmósfera (atm) = 1.033 kg cm⁻² = 1.033 bares (ba)
1 Milibar (Mb) = 0.0010 kg cm⁻²

1 pie (ft) = 30.48 cm
1 yarda (yd) = 91.44 cm
1 milla náutica (mi m) = 1.852 km
1 micra (μ) = 0.001 mm = 10,000 Angstroms (Å)

1 galón (gal) = 3.78 litros (lt)

1 nudo = 1.852 km h⁻¹

1 Hz (Hertz) = ciclo seg⁻¹

1° Celsius (C) = 33.8° Fahrenheit (F)

Aceleración de la gravedad (g) = 9.807 m seg⁻²
Densidad o peso volumétrico (γ_w) del agua a 4°C = 1 g cm⁻³