



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
CAMPUS ARAGON

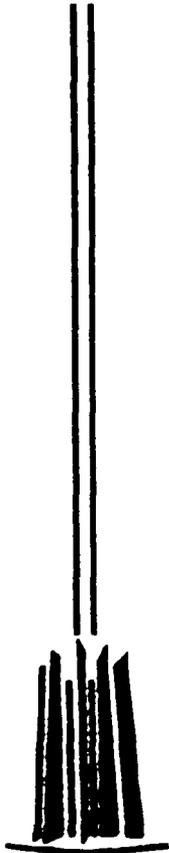
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

**"DETERMINACION DE LAS PROPIEDADES DINAMICAS
DE LOS SUELOS DE LA SONDA DE CAMPECHE A
TRAVES DE PROPIEDADES ESTATICAS"**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A:
ALEJANDRO GOMEZ VIDALES

ASESOR: ING. JOSE LUIS RODRIGUEZ TORRES

SAN JUAN DE ARAGON SEPTIEMBRE DEL 2002





Universidad Nacional
Autónoma de México



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.



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN

DIRECCIÓN

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ALEJANDRO GOMEZ VIDALES
PRESENTE.

En contestación a la solicitud de fecha 2 de abril del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor Ing. JOSÉ LUIS RODRÍGUEZ TORRES pueda dirigirle el trabajo de tesis denominado "DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS DE LA SONDA DE CAMPECHE A TRAVÉS DE PROPIEDADES ESTÁTICAS", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 15 de abril de 2000
LA DIRECTORA


ARQ. LILIA TURCOTT GONZÁLEZ



- Cp Secretaria Académica.
- Cp Jefatura de la Carrera de Ingeniería Civil.
- Cp Asesor de Tesis.

LTG/AIR/la

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Agradecimientos:

A aquellas personas con las cuales he crecido, que han formado mi carácter, y las cuales han inculcado mis valores a partir de consejos y ejemplos. Mi mas profundo agradecimiento por tanto amor, respeto y apoyo.

Mis padres: Antonio y Virginia.

Ustedes que siempre han estado en el lugar preciso para escuchar un problema y para tener una palabra o una acción de apoyo, saben que cuentan conmigo... y lo más importante yo sé que cuento con ustedes.

Viky, Julio y Alina.

A esa persona que de la noche a la mañana se ha convertido en mi mundo... en mi ambición de vivir, en el desahogo de mis tristezas y alegrías, a ti de quien espero con ansia el nacimiento de ese pequeño ser que ilumine nuestras vidas.

Mary.

De quienes he aprendido infinidad de cosas nuevas y a quiénes agradezco enormemente por ser una guía invaluable, por el tiempo y los recursos que pusieran a mi disposición. Un reconocimiento por amar lo que hacen.

Ing. José Luis Rodríguez Torres.

Ing. Prócoro Barrera Nabor.

A la Universidad Nacional Autónoma de México y al Instituto Mexicano del Petróleo por proporcionarme las herramientas y el conocimiento para seguir creciendo como persona y profesionista.

UNAM

IMP

Tesis:

**DETERMINACIÓN DE LAS
PROPIEDADES DINÁMICAS
DE LOS SUELOS DE LA
SONDA DE CAMPECHE A
TRAVÉS DE PROPIEDADES
ESTÁTICAS**

CONTENIDO

CAPITULO I ANTECEDENTES, OBJETIVO Y ALCANCE.

Página

ANTECEDENTES.....	1
Constitución interna de la tierra.....	2
Deriva de los continentes.....	4
Relación entre la tectónica de placas y la sismicidad mundial.....	7
Propagación de Ondas Sísmicas.....	8
Riesgo Sísmico.....	10
INTRODUCCION.....	12
Características de la Sonda de Campeche.....	12
Definiciones de las Características Dinámicas del Suelo.....	15
Métodos para evaluar las propiedades dinámicas de los suelos.....	16
❖ Directos.....	
❖ Indirectos.....	
Correlaciones analíticas para la obtención del módulo de rigidez al cortante de arcillas, arenas y otros materiales de Hardin & Drnevich, Sherif & Ishibashi, Zeevaert.....	20
Obtención del amortiguamiento por medio de correlaciones analíticas para arenas y arcillas.....	22
Correlaciones analíticas, según A. T. C. (1978) para la obtención del módulo de rigidez.....	23
Correlación analítica para obtener el módulo de rigidez, según Romo & Ovando.....	24
CAPITULO II IDENTIFICACION DE RESULTADOS DE PRUEBAS ESTATICAS Y DINAMICAS.....	25
Antecedentes.....	25
Descripción del proyecto.....	27
Procedimiento de obtención de muestras.....	29
Programa de pruebas estáticas de laboratorio.....	30
Descripción de pruebas estándar de resistencia.....	31
Pruebas de consolidación por incrementos.....	31
Descripción de pruebas de propiedades dinámicas.....	34
Datos estáticos y dinámicos de 41 sitios de la Sonda de Campeche.....	34
CAPITULO III COMPORTAMIENTO ESTATICO Y DINAMICO DE LOS SUELOS MARINOS.....	39
Antecedentes.....	39
Interpretación de las propiedades estáticas de los suelos marinos.....	47
Interpretación de los datos de las pruebas de penetración del piezocono.....	67
Interpretación de las propiedades dinámicas del suelo.....	67
Módulo de rigidez al corte a baja deformación.....	75
Variación de la relación de amortiguamiento del material.....	81
Aumento en la presión de poros bajo cargas cíclicas.....	86
Efectos de la velocidad de deformación.....	86
CAPITULO IV MODELO MATEMATICO DEL COMPORTAMIENTO DEL SUELO.....	88
Antecedentes.....	89
Módulo de rigidez máxima según Hardin & Drnevich, Kim & Novak.....	94
Módulo de rigidez máxima según Romo & Ovando.....	98
Módulo de rigidez máxima según el método de cálculo y sustitución de ondas de corte Cs.....	99
Módulo de rigidez máxima según el método de cálculo y sustitución de ondas de corte Vs.....	104
Método de utilización de el esfuerzo de confinamiento σ_{∞}	104
CAPITULO V APLICACIÓN DEL MODELO MATEMATICO DEL COMPORTAMIENTO DEL SUELO.....	88
Antecedentes.....	116
Expresiones de esfuerzo de confinamiento σ_{∞}	121
Aplicación de las expresiones a los suelos de la Sonda de Campeche.....	131
Conclusiones.....	131

CAPÍTULO 1:

*ANTECEDENTES, OBJETIVO
E INTRODUCCIÓN.*

ANTECEDENTES

La necesidad de satisfacer la demanda creciente de hidrocarburos, ha orientado al hombre a incursionar en la búsqueda y explotación de yacimientos subyacentes al fondo marino.

A unos 70 km. de tierra campechana mar adentro, desde del fondo del mar emergen complejas estructuras industriales de hierro. Son las plataformas petroleras que hacen posible la exploración, la perforación y la explotación de los grandes yacimientos marinos de hidrocarburos, localizados en el área denominada la "Sonda de Campeche". De esta área petrolífera, una de las más pródigas del mundo, se obtienen alrededor de 2 millones 100 mil barriles de petróleo al día, producción que representa el 72% de la extracción total del país. Aquí también se producen cerca de 1,600 millones de pies cúbicos de gas diariamente, que representan el 35% de la producción total mexicana.

En el año de 1961, el pescador Rudecindo Cantarell, quien trabajaba con frecuencia en el Golfo de campeche, en una ocasión vio una mancha de aceite en el mar, sin darle mucha importancia continuo su trabajo, sin embargo la mancha de aceite se seguía observando con mayores dimensiones. A pesar de esto, guardó silencio durante siete años, pues no estaba muy convencido de que fuera algo importante, hasta que decidió notificar a PEMEX de su descubrimiento. Tres años después el personal de PEMEX decidió visitar la zona y tomar muestras de la mancha de aceite para conocer su composición y su origen.

El primer paso que dio la empresa gubernamental, Petróleos Mexicanos, consistió en una labor inusitada de exploración para conocer la existencia e importancia de los yacimientos. Esta labor se realizó de manera sistemática en una superficie de 8 mil km², donde se encuentra precisamente la Sonda de Campeche. De esta área sólo están en plena explotación 700 km², lo cual permite suponer reservas potencialmente mayores.

Durante el año de 1975 se llevó a cabo la perforación del primer pozo exploratorio denominado Chac situado a 1.80 km. al norte de la isla del Carmen, Campeche, terminándose al año siguiente. Al resultar productivo este pozo abrió la expectativa de lo que posteriormente se confirmó: la existencia de varios campos productores de aceite y gas en la Sonda de Campeche.

Para 1980, la exploración en la Sonda de Campeche había descubierto 12 campos productores identificados como: Akal, Nohoch, Abkatún, Maloob, Ku, Ixtoc, Kutz, Bacab, Pool, Kanuab, Chac y Ek. El resultado de esta intensa actividad hizo que las reservas probadas llegaran hasta los 72 mil millones de barriles. La extracción de crudo de estos campos, en 1981, puso a México en el 4º lugar como productor mundial, después de la Unión Soviética, Estados Unidos y Arabia Saudita.

Seis de los yacimientos de la Sonda de Campeche fueron clasificados como "supergigantes", cuyas reservas probadas, de cada uno, sobrepasan los 5 mil millones de barriles de petróleo crudo. Los otros, considerados como "gigantes", son los que sobre pasan los 100 millones.

CONSTITUCIÓN INTERNA DE LA TIERRA

Estudios científicos, basados principalmente en la propagación de las ondas sísmicas a través de los materiales terrestres, han podido determinar la composición de las diversas capas que forman el interior de la tierra Figura A.1; éstas son:

- Corteza
- Manto
- Núcleo Externo
- Núcleo Interno

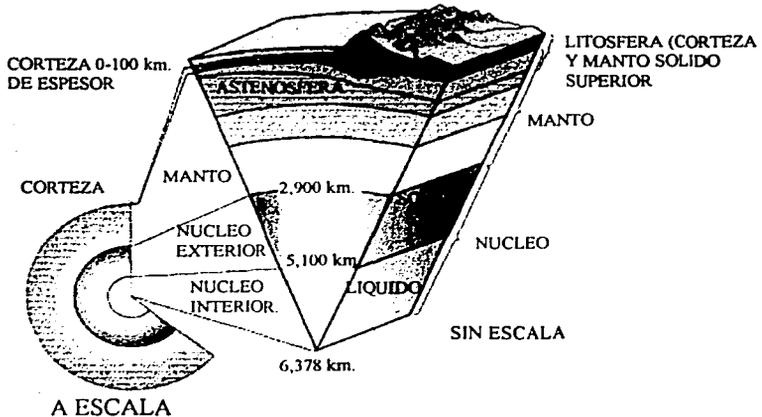


Figura A.1 Constitución interna de la tierra.

CORTEZA

Esta comienza en la superficie y llega hasta una profundidad promedio de 35 Km., pudiendo ser mayor en algunas zonas continentales como las cadenas montañosas y menor en los océanos donde llega a un espesor de 10 Km. la corteza es sólida y fracturable. La corteza misma se divide en dos partes. La corteza siálica o superior, de la que forman parte los continentes, esta constituida por rocas cuya composición química media es similar a la del granito y cuya densidad relativa es de 2.7. La corteza simática o inferior, que forma la base de las cuencas oceánicas, está constituida por rocas ígneas más oscuras y más pesadas como el gabro y el basalto, con una densidad relativa media aproximada de 3.0.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MANTO

Comprende desde parte inferior de la corteza hasta una profundidad de 2,900 Km. debido a las condiciones de la temperatura y presión a las cuales se encuentran los materiales del manto, éstos se hallan en un estado entre sólido y plástico.

NÚCLEO EXTERNO

Tiene un espesor aproximado de 2,200 Km. y está comprendido entre 2,900 y los 5,100 Km. de profundidad. Con base en datos sismológicos se ha podido inferir que es líquido. Esto puede deberse a condiciones de alta temperatura.

NÚCLEO INTERNO

Este es en el centro de la Tierra y tiene un diámetro de 2,340 Km. según se ha calculado, se encuentra en estado sólido. Para los fines de la actividad sísmica es de particular importancia la cubierta rígida de nuestro planeta constituida por la corteza y la parte superior del manto. Esta zona recibe el nombre de litosfera y tiene un espesor que varía desde menos de 70 hasta 200 Km. con un espesor promedio de 100 Km. El manto superior está separado de la corteza por una discontinuidad sísmica, la discontinuidad de Mohorovic.

Más profunda se encuentra la astenósfera, es una zona donde pequeños bolsones de magma están diseminados en una matriz rocosa; esta se encuentra entre los 200 y 400 Km. de espesor.

DERIVA DE LOS CONTINENTES

Sir. Francis Bacon, en 1629, reconoció que claramente existía correspondencia en la forma de las líneas costa atlántica de América y las de África. Tomando como base lo anterior, Alfred Wegener desarrolló, en 1912, la Teoría de la Deriva Continental que afirma que los actuales continentes se hallaban agrupados, hace 225 millones de años, formando un súper continente llamado Pangea. Dichos continentes al moverse constantemente sobre un supuesto sustrato viscoso llegaron a ocupar su posición actual.

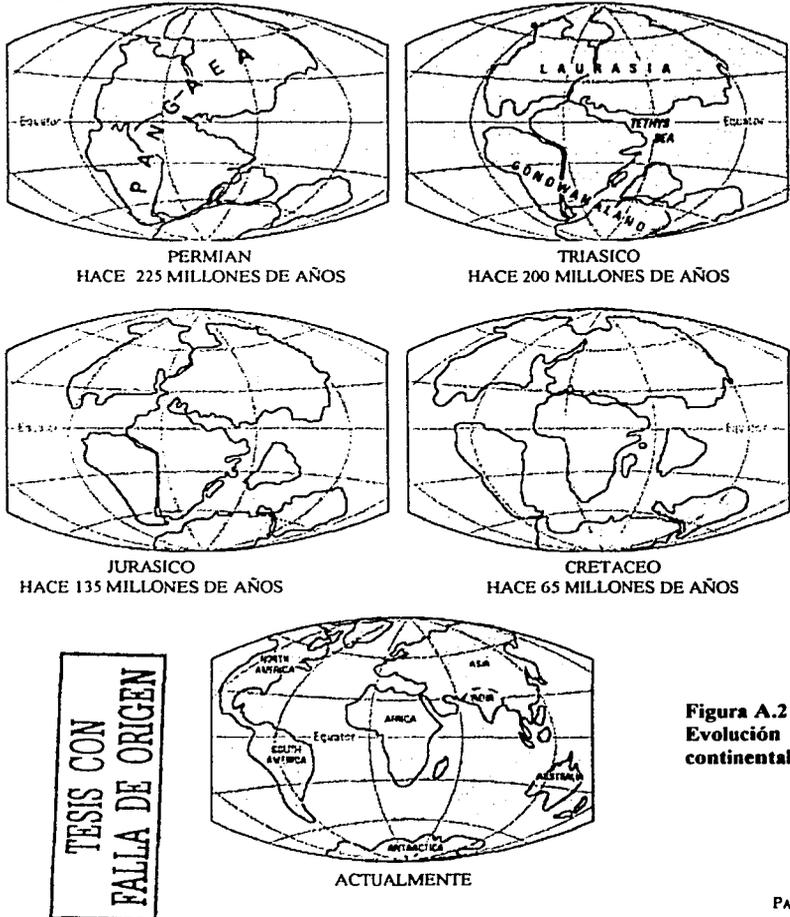


Figura A.2
Evolución
continental

Posteriormente, con base en la teoría elaborada por Wegener y numerosas contribuciones de geólogos y geofísicos, se desarrolló la Teoría de Tectónica de Placas, que establece que la litosfera se encuentra dividida, formando una especie de mosaico de sectores rígidos, conocidos como placas, las cuales se mueven entre sí con desplazamientos promedio de algunos centímetros por año.

Para entender el mecanismo que impulsa las placas, obsérvese la Figura A.2, donde se muestra que la litosfera se desplaza sobre la parte viscosa del manto debido al arrastre provocado por las corrientes de convección. Estas corrientes son las que transmiten el calor del centro de la tierra hacia las partes superiores de ésta, transportando materiales calientes (profundos) a profundidades menores y materiales a menor temperatura hacia profundidades mayores.

Los límites de las placas no coinciden con los límites de los continentes; una sola placa puede contener porciones de continentes y porciones de océanos. En la Figura A.3, se muestra el mecanismo general de movimiento de las placas tectónicas.

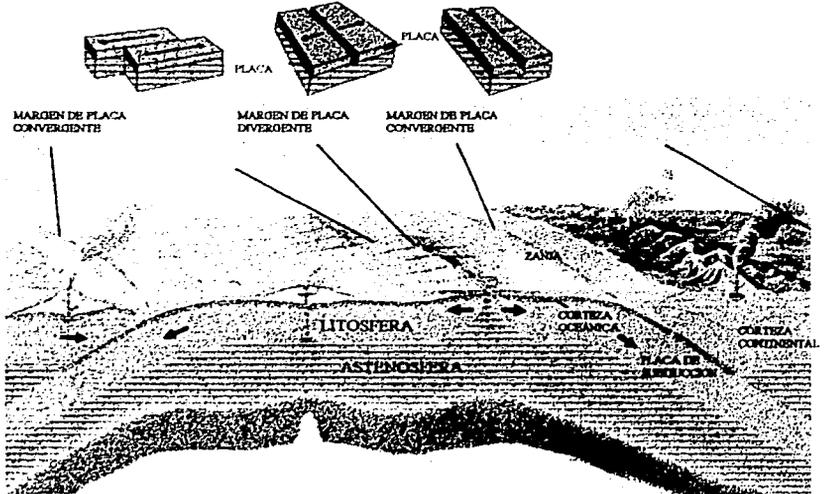


Figura A.3 Esquematación del movimiento de las placas tectónicas

Los límites o márgenes entre las placas pueden ser de tres tipos:

- Divergentes: es en donde las placas se están separando; un ejemplo son las cordilleras oceánicas
- Convergentes o de Subducción: Es en donde una de las placas se introduce debajo de la otra, Figura A.4. Como ejemplo se tiene el caso de la penetración de la placa de Cocos bajo la placa de Norteamérica en la costa occidental de nuestro país.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

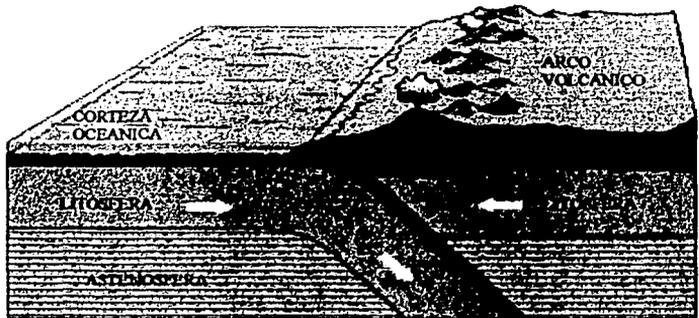


Figura A.4 Convergencia continental-oceánica

- **Transformación o Transcurrentes:** Es en donde dos placas se mueven entre sí lateralmente, como por ejemplo en la falla de San Andrés, que afecta a nuestro país en la península y golfo de Baja California, Figura A.5.



Figura A.5. Falla de San Andrés.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

RELACION ENTRE LA TECTÓNICA DE PLACAS Y LA SISMICIDAD MUNDIAL.

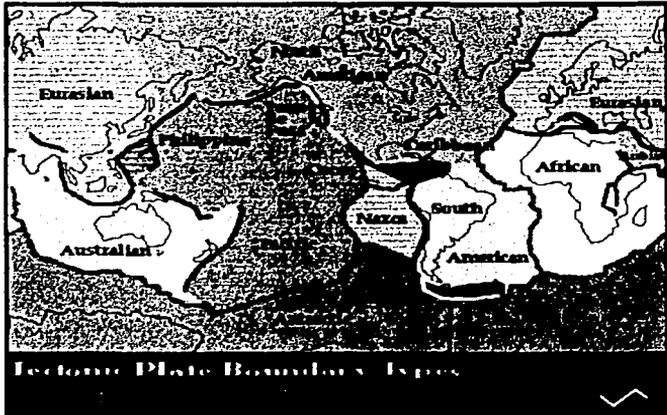


Figura A.6 Identificación y límites de las placas tectónicas

La litosfera esta dividida, como ya se menciono, en varias placas, Figura A.6. En los limites entre placas, esto es, donde hacen contacto unas con otras, se generan fuerzas de fricción que mantienen atoradas dos placas adyacentes, produciendo grandes esfuerzos en los materiales. Cuando dichos esfuerzos sobrepasan la resistencia de la roca, o cuando se vencen las fuerzas de fricción se produce una ruptura violenta y la liberación repentina de la energía acumulada. Esta energía es irradiada desde el foco o hipocentro en forma de ondas que se propagan en todas direcciones a través del medio sólido de la tierra. Estas ondas son conocidas como ondas sísmicas. El punto de la superficie terrestre localizado inmediatamente arriba del hipocentro se llama epicentro. Figura A.7.

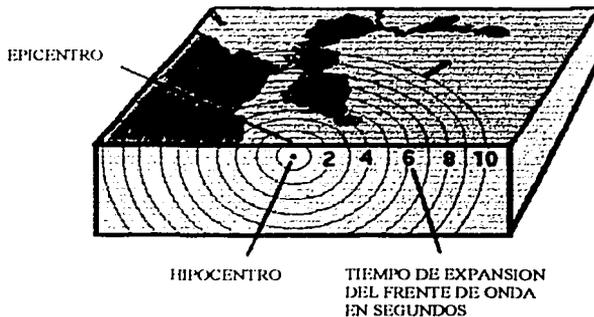


Figura A.7
Hipocentro,
epicentro y frente
de onda.

PROPAGACIÓN DE ONDAS SÍSMICAS

La energía elástica acumulada a lo largo del tiempo en las zonas de convergencia o de movimientos relativos entre diferentes bloques de la corteza, se libera súbitamente cuando se producen desequilibrios. La energía liberada se debe de disipar para que el medio pueda retornar a una condición de equilibrio. La disipación se produce por el desplazamiento del estado de esfuerzos liberados. La disipación obedece a los fenómenos de fricción y debilitamiento de la intensidad energética al aumentar el área por la cual pasa la misma cantidad de energía, a medida que las ondas se alejan de la fuente que las originó.

El mecanismo de ruptura se puede simular de tal manera que una función escalón de corta duración, se genera como consecuencia de esa ruptura. La transferencia de la función escalón a partir del punto de origen es estudiada en detalle por los sismólogos. En los planteamientos teóricos derivados de esos estudios, se llega a la conclusión que en el proceso de radiación existen tres dominios de transferencia, llamados los campos cercano, intermedio y lejano. El más complicado de estudiar analíticamente, el cercano, que es el de mayor interés para la ingeniería sísmica, puesto que en éste, las características de la fuente son significativas; no es así en los otros dominios. Además, en el campo cercano las aceleraciones, velocidades y desplazamientos de las partículas del medio transmisor llegan a sus máximos valores.

Tipos de Ondas Sísmicas Las ondas sísmicas transmiten un estado de esfuerzos mediante complicadas trayectorias de las partículas del medio transmisor y tienen una importancia fundamental en la ingeniería sísmica, porque en la inmensa mayoría de los sismos, su acción sobre las estructuras no se debe a que la ruptura las afecta directamente, sino a los sacudimientos producidos por las ondas que se propagan por el subsuelo donde esta cimentada la estructura.

Existen dos tipos de ondas sísmicas. Las ondas internas que se propagan por el interior de los sólidos y las ondas superficiales que se pueden transmitir por su superficie

Ondas Internas. Las ondas internas son ondas libres que se transmiten en cualquier dirección por el interior de los cuerpos. Las hay de dos clases: ondas longitudinales o de compresión y ondas transversales o de cortante. Las ondas compresionales, llamadas ondas P, son similares a aquellas que portan la energía que transmite el sonido. Las ondas transversales, llamadas ondas S, se asemejan a las observadas en una cuerda que se hace mover en un plano sujetando la cuerda a un extremo fijo y moviendo el extremo libre Figura A.8.

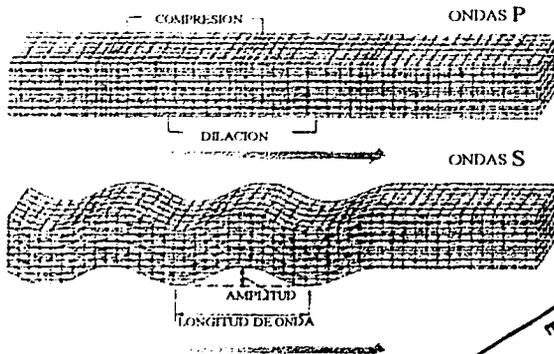


Figura A.8
Ondas sísmicas
internas

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La velocidad de las ondas P, Cp, siempre es superior a la de las ondas S, Cs. Por este motivo en una estación sismológica siempre llegan primero las ondas P que las S. Los tiempos correspondientes a las primeras llegadas se denominan las fases de las ondas. Las ondas P casi siempre son débiles en términos relativos a las ondas S, esto quiere decir que las ondas S tienen mayor capacidad de destrucción sobre las estructuras que las ondas P, porque tienen mayor amplitud con periodos relativamente similares. El periodo de las ondas P, Tp, es en general, aproximadamente a la mitad que el de las ondas S, Ts, propiedad que permite al analista del sismograma identificar los tiempos de llegada.

Las ondas P se caracterizan por el aglutinamiento o rarificación de las partículas del medio transmisor, a lo largo de la trayectoria ondulatoria. En este tipo de ondas la aglutinación y la rarificación se desarrolla en la misma dirección en que se transmite el estado de esfuerzos.

Las ondas S, también llamadas transversales o de cortante, se caracterizan por desplazamientos del medio transmisor, que son perpendiculares a la dirección del estado de esfuerzos, como índice comparativo, el periodo dominante de las ondas S, Ts, es aproximadamente el doble del correspondiente de las ondas P, en la misma región del espacio. Como en el caso de las ondas P, a medida que las ondas S se alejan de la fuente que las origina, hay una tendencia a que los periodos dominantes se alarguen un poco, no porque cambie el periodo de las ondas, sino porque las altas frecuencias se atenúan muy rápidamente por la acción de la disipación mecánica.

Las ondas internas sufren fenómenos de refracción y de reflexión en los contactos entre los medios de diferente rigidez, que simultáneamente implican diferentes velocidades. Durante los fenómenos en los contactos entre diferentes medios, las ondas pueden intercambiar de tipo: una onda P puede dar origen a una onda S.

Ondas Superficiales. Las ondas superficiales son de dos tipos: ondas R de Rayleigh, que se desplazan por la superficie, de tal manera que las partículas del medio transmisor describen trayectorias elípticas de sentido retrogrado al del desplazamiento del estado, y ondas L de Love que semejan las ondas de cortante. La velocidad de las ondas superficiales es similar a la de las ondas S y sus periodos dominantes son bastante mayores, lo cual permite propagarse a grandes distancias con menor atenuación que las ondas internas, se puede tomar una analogía en el caso de las ondas P con las ondas R y el de las S con las ondas L.

Las ondas L requieren para su propagación, es decir para su propia existencia, una especie de capa diferenciada del medio subyacente, esta capa tiene rigidez diferente a la del medio subyacente. Mientras que las ondas R solo requieren de la existencia de la superficie para su propagación.

Por razones de mucho menor atenuación geométrica y de una menor frecuencia relativa dominante en un paquete de ondas superficiales, la atenuación general de estas ondas es mucho menor que en las internas, en función de la distancia recorrida. Esto hace pensar que para sismos de corta distancia epicentral y poca profundidad focal, la acción de las ondas superficiales de menor periodo, es decir, las que viajan mas superficialmente, pueden llegar a desempeñar un papel importante sobre las construcciones normales, que con gran dificultad en los casos extremos como los edificios de gran altura o los puentes colgantes de gran longitud, tendrán periodos de vibración fundamentales superiores a diez segundos.

Utilidad de las Ondas Sísmicas. Las ondas sísmicas han sido empleadas por el hombre como poderosos elementos de investigación del interior terrestre. En la actualidad, la industria

petrolera se apoya en técnicas de reflexión de las ondas y en menor escala de la refracción, para explorar los nuevos yacimientos de petróleo. Los ingenieros civiles y los geólogos emplean los métodos de reflexión y refracción para investigar la presencia de agua freática y depósitos de minerales necesarios para la supervivencia de la especie. Por último, la recolección de datos sismológicos a partir de la ocurrencia de grandes sismos, ha permitido a los científicos conocer con bastante precisión la conformación del interior terrestre y demostrar que la tierra posee vibraciones de cuerpo rígido con periodos de vibración sumamente largos.

Los conceptos anotados indican que la transmisión de ondas sísmicas por el interior y la superficie terrestre, no solo son destructoras de la vida y los bienes, sino que el hombre ha sido capaz de aprovecharlas en su beneficio. Se ve claramente que bajo esta dimensión, sin contar la pérdida de vidas, el balance es favorable, es decir, el aprovechamiento de la transmisión de ondas, supera ampliamente al desfavorable proveniente de la destrucción derivada de su paso por zonas pobladas son construcciones para el desarrollo y el bienestar de la comunidad.

RIESGO SISMICO

Un sismo es el movimiento de la corteza terrestre y puede ser a causa de múltiples fenómenos como tectonismo, volcanismo, una explosión nuclear, etc. Interesan los sismos de origen tectónico por su magnitud, intensidad y frecuencia; el proceso de generación de este tipo de sismos es el movimiento de las placas terrestres originados por las grandes presiones y, temperaturas que hay a gran profundidad en el subsuelo que originan el flujo del material. Dichos movimientos originan ondas de energía las cuales se propagan, se refractan y se reflejan causando el movimiento de la corteza.

Riesgo sísmico y la probabilidad de un terremoto - Es una cosa para discutir el pasado catastrófico de los terremotos, pero otra cosa tratar de predecir donde y cuando sucederá el siguiente.

Estudios de Riesgo Sísmico en la Sonda de Campeche.

En la sonda de Campeche fue hasta 1978 cuando se realizó el primer estudio de riesgo sísmico en el trabajo "Espectros de Diseño en Paraíso Tabasco y Cd. del Carmen Campeche", realizado por el Dr. Luis Esteva y el Ing. Rubén Guerra. En esa época no se tenía mucha información sobre las estadísticas geotécnicas de la zona, así que se basaron en datos estadísticos de registros instrumentales de magnitudes y coordenadas focales de eventos reportados en catálogos como el de Figueroa (1970), Rothe (1955) y Sandoval (1975).

Los aspectos más importantes de dicho trabajo son:

- La selección del periodo de recurrencia de diseño en base a estudios costo-beneficio.
- Para los tipos usuales de estructura triangulada de acero ó concreto se recomienda tomar el factor de ductilidad de $Q=2$.

En este trabajo se reportaron 2 espectros de diseño sísmico para periodos de recurrencia de 50 y 100 años para los porcentajes de amortiguamiento de 2% y 5%.

El segundo estudio de riesgo sísmico se hizo para incorporar al anterior estudio dos sitios de la zona marina: Los Cayo Arcas y el campo petrolero Akal, y fue realizado por R. Guzmán y J. Sandoval. Con respecto a los espectros obtenidos de este estudio, en 1987 se diseñó y analizó una plataforma de perforación con un tirante de 1.53 m, usando dichos espectros. El efecto dominante fue el sismo y se observó que el espectro resultó demasiado

severo lo cual condujo a una estructura de gran peso y costo, lo cual motivo a realizar otro estudio.

De esta forma se realizó un tercer estudio por el Dr. Mario Chávez, llamado "Análisis de Riesgo sísmico en varios sitios de la Bahía de Campeche" en 1989. Estudio que tuvo el propósito de actualizar los estudios anteriormente mencionados, así como el de tomar en cuenta las condiciones locales del sitio, lo cual es muy importante ya que dichas condiciones del suelo pueden amplificar un evento sísmico.

El sureste de México tiene una tectónica compleja. En el Golfo de Tehuantepec hay una zona donde se unen las placas de Norteamérica, Caribe y Cocos, la cual es inestable y evoluciona hacia el oriente. Existe además un fallamiento lateral izquierdo, orientado de SW-NE de aproximadamente de 100 Km. de anchura y que se puede trazar desde Puerto Ángel hasta Macuspana Tabasco. La zona fue estudiada en su geología estructural y estratigrafía, además de imágenes de satélite Landsat escala 1:1,000,000 y se reconocieron pliegues en rocas blandas y en rocas rígidas o cristalinas.

Con esta información y de acuerdo a que no existe información sísmológica de los sitios de interés, se supuso que los acelerogramas obtenidos en Minatitlan Veracruz modificados por efectos locales y distancias, representan en forma aproximada los efectos de directividad, duración del movimiento del terreno, y amplitud de dichos movimientos de los acelerogramas que se esperan en la Sonda de Campeche. Las hipótesis anteriores se tomaron debido a.

- Que desde el punto de vista geológico la Sonda de Campeche y la zona donde se localiza Minatitlan pertenecen a la misma estructura geológica.
- En el aspecto sísmo-tectónico ambas regiones se ven afectadas por las mismas fuentes sísmicas aunque a diferentes distancias sitio-fuente.

La realización de los espectros de diseño para la Sonda de Campeche concluyó en dos espectros, con un periodo de retorno de 100 años y con probabilidad de excedencia de 23% y una vida útil de 25 años, el otro espectro es para un periodo de retorno de 3,980 años con una probabilidad de excedencia de 1% y una vida útil de 40 años. Las condiciones locales se incluyen con modelos de propagación que permiten incorporar las propiedades dinámicas de los suelos.

Como se observa en la Sonda de Campeche se han realizado pocos estudios de riesgo sísmico de donde se ha determinado que la acción de diseño predominante ha sido oleaje y viento. Es por ello que actualmente se intentan realizar más trabajos al respecto, con la idea de instrumentar estructuras de la zona

INTRODUCCIÓN

CARACTERÍSTICAS DE LA SONDA DE CAMPECHE

Condiciones Estratigráficas de la zona. Tomando en cuenta los sondeos llevados a cabo en varias localizaciones de la Sonda de Campeche. La profundidad varia de entre los 80 y 121 m de profundidad a partir del fondo marino, sin que en ningún caso se alcanzara la roca basal. Todos estos sondeos se localizan al N y NW del Taratunich DL-1. A pesar de las distancias relativamente grandes que existen entre ellos, las condiciones estratigráficas regionales son muy parecidas. Esquemáticamente existen tres formaciones de arcilla plástica (CH), en ocasiones intercaladas con pequeñas lentes de materiales arenosos y separadas por depósitos de arenas carbonatadas limosas o arcillosas que a veces desaparecen o se encuentran interstratificadas con materiales plásticos

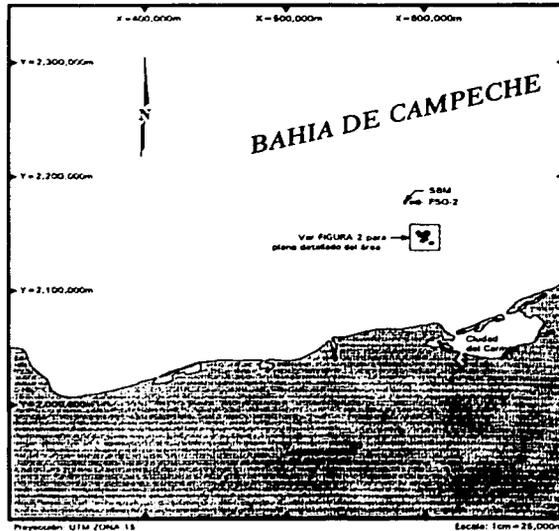


Figura 1.1 Ubicación de la Sonda de Campeche

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Para hacer una descripción de forma generalizada de las características estratigráficas de los suelos de la Sonda de Campeche, se pueden mencionar las siguientes formaciones como representativas de la zona.

Depósito Arcilloso Superior. Contiene materiales blandos cuyos contenidos de humedad se encuentran cerca de su límite líquido, hasta profundidades que varían entre 6.5 y casi 20 m. En el sondeo Taratunich DL-1 estas arcillas alcanzan unos 12.0 m de profundidad.

Primera Formación de Arena. Subyace a la arcilla blanda y esta constituida por arena limosa o arcillosa carbonatada cuya compacidad varía de muy suelta (sondeo Maloob-B) a media (sondeo Bacab-B) y su espesor de menos de un metro hasta unos tres, esta formación esta ausente en el sondeo Taratunich DL-1

Formación Arcillosa Intermedia. Esta constituida por arcillas plásticas CH de consistencia media en la que los contenidos naturales de humedad se encuentran aproximadamente a la mitad del rango de contenidos de humedad definido por los límites plástico y líquido. Este depósito tiene en general espesores de más de 30 m y su base se encuentra a profundidades que varían entre 50.0 y 55.0 m.

Segunda Formación de Arena. Esta constituida por arenas carbonatadas arcillosas y tienen espesores de 3.0 a 13.0 m aproximadamente, dependiendo del sitio. En algunos lugares se encuentra intercalada con arcillas de alta plasticidad

Formación Arcillosa Inferior. Su frontera superior aparece en general a profundidades cercanas a 60.0 m y se extiende hasta la profundidad máxima alcanzada en los sondeos. Esta constituida por arcillas de alta plasticidad cuyos contenidos de humedad se acercan al límite plástico conforme aumenta la profundidad. Su consistencia es muy firme y suele estar intercalada con lentes arenosos de poco espesor mezcladas con fragmentos de conchas. En el sondeo Taratunich también se encontraron capas de lutita de unos cuantos metros de espesor a partir de los 85.0 m de profundidad.

Propiedades del Suelo. El perfil idealizado del suelo para un sitio perteneciente a la Sonda de Campeche, con los tipos de suelo y profundidades de los estratos es presentado en la Tabla 1, se realizaron análisis para los casos de rigideces inferior y superior con el fin desarrollar las recomendaciones de diseño para que tengan en cuenta todas las variaciones de las propiedades del suelo. La Compañía Fugro-McClelland Marine Geosciences, Inc. (FMMG) fue contratada por PEMEX para realizar una investigación de las condiciones geofísicas y geotécnicas, asume que toda la arena fina limosa que se encuentra en los 1.8 m superiores del Estrato I será socavada.

Tabla I.1. Perfil de Diseño del Suelo en el Sitio

Estrato	Descripción	Profundidad
I	Arena fina limosa compacta	0.0 - 3.0 m
II	Arcilla media a firme	3.0 - 26.5 m
III	Arena fina a arena fina a media limosa muy compacta	26.5 - 31.7 m
IV	Arcilla muy firme	31.7 - 37.8 m
V	Arcilla firme intercalada con arena fina arcillosa a arena fina media compacta a compacta	37.8 - 50.6 m
VI	Arcilla dura	50.6 - 55.2 m
VII	Arcilla limosa muy firme intercalada con arena fina limosa compacta	55.2 - 60.4 m
VIII	Arcilla dura	60.4 - 89.0 m
IX	Arena fina a media compacta	89.0 - 96.0 m
X	Arcilla dura	96.0 - 100.6 m
XI	Limo arenoso medio compacto intercalado con arena limosa media compacta	100.6 - 107.0 m
XII	Arena fina a media muy compacta	107.0 - 121.9+ m

SITUACIÓN ACTUAL EN LA SONDA DE CAMPECHE.

Actualmente en la Sonda de Campeche existen diversos tipos de plataformas marinas las cuales prestan diferentes servicios a la industria petrolera. La conjunción de varias plataformas de diferentes servicios forman los complejos, mismos que están formados por plataformas habitacionales, de perforación, de compresión, de enlace y de producción.

El paso del huracán Roxanne a través de la Bahía de Campeche en Octubre de 1995, provocó daños estructurales en algunas de las plataformas marinas, según las inspecciones preliminares. Siendo esta la razón principal por la que Pemex decidió realizar una inspección especial de sus instalaciones. En una primera etapa de evaluación se propuso evaluar una cuarta parte de las plataformas ubicadas en la Bahía de Campeche, como muestra representativa, tomando como punto de partida los daños encontrados y su importancia estratégica. Para poder cumplir con este objetivo y dado que no se disponía de un código propio para la Sonda de Campeche, fue necesario aplicar inicialmente la Sección 17 del API-RP2A, 20a Edición (reglamento emitido por el American Petroleum Institute), la cual incluye el estudio de detonadores de evaluación, categorización de las plataformas en función del servicio y producción principalmente, análisis a nivel de diseño y los análisis de resistencia última para las condiciones ambientales (sismo y tormenta); así mismo, dentro del alcance del proyecto se incluyeron los análisis por colapso hidrostático y fatiga. Es importante señalar que esta fue la primera ocasión en que se llevaba a cabo la evaluación de una plataforma marina fija en México aplicando análisis de resistencia última, razón por la que se utilizó como directriz la Sección 17 del API. Los resultados preliminares de esta evaluación indicaron que la condición por sismo predominaba sobre la condición de tormenta, contrario a lo que se sabía respecto a esta situación, debido a esto surgió la necesidad de generar una norma mexicana que tomara en cuenta las condiciones meteoceánicas de la Sonda de Campeche.

El problema actual se centra en definir si las plataformas instaladas actualmente cumplen con los requisitos de resistencia, servicio y confiabilidad que recomiendan los códigos internacionales actuales, tomando en cuenta que la mayoría de las plataformas fueron instaladas hace más de 20 años y diseñadas bajo condiciones y/o códigos vigentes en aquella época. Una evaluación permite valorar que una plataforma cumpla con los criterios de evaluación por tormenta y sismo, o en caso contrario aplicar la mitigación de deficiencias.

Los criterios de evaluación tanto por tormenta como por sismo, están basados en el "Criterio Transitorio para la Evaluación y el Diseño de Plataformas Marinas Fijas en la Sonda de Campeche", Segunda edición, emitido por investigadores y especialistas del Instituto Mexicano del Petróleo en base a características reinantes en el Golfo de México, en Abril de 1988; en el "Suplemento 1, Criterio Sísmico" emitido por el IMP y en el "Suplemento 1 del API-RP2A-WSD", 20a edición, emitido por el American Petroleum Institute en diciembre de 1996.

CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DEL SUELO

El comportamiento de los suelos al recibir cargas estáticas es siempre complejo, ya que las leyes que rigen las relaciones de esfuerzo-deformación no son lineales. Además de que los suelos constituyen un medio heterogéneo, afectado cuyo comportamiento esta normado por una ley matemática, dependiente de un gran número de parámetros.

Ahora bien, cuando se trata de cargas dinámicas, que además de ser función del tiempo son cargas cíclicas reversibles, se generan diagramas de esfuerzo-deformación de carácter no lineal, para las cuales se han buscado representaciones diversas, utilizando expresiones matemáticas que se aproximen a las curvas obtenidas en series de pruebas de diversos suelos, pruebas que en la mayoría de los casos se refieren a deformaciones producidas por esfuerzos cortante, dado que este tipo de esfuerzos es el que más se aproxima a los esfuerzos que se inducen en la masa de los suelos por un terremoto. Se conoce que un terremoto induce esfuerzos de cortante simple, caracterizado por una serie de esfuerzos con variantes en cuanto a frecuencia y amplitud se refiere.

Amortiguamiento. El amortiguamiento proporciona una medida de las características disipadoras de la energía del suelo. Bajo carga sísmica el amortiguamiento resulta principalmente de efectos friccionantes no lineales, conocidos como histéresis, al deslizar entre sí las partículas mineralógicas. El amortiguamiento crece rápidamente con la deformación, pero para deformaciones mayores el crecimiento se desacelera. Se puede concluir que a mayor desplazamiento (deformación) en el suelo (sin alcanzar la falla), mas alto el amortiguamiento.

Respuesta Dinámica del Subsuelo. La respuesta sísmica del subsuelo así como sus propiedades dinámicas son importantes para el cálculo de la interacción de la superficie de apoyo de la estructura de cimentación con el suelo.

La respuesta dinámica del subsuelo esta gobernada por su geometría, es decir el espesor del subsuelo y el de sus diferentes estratos y por sus propiedades mecánicas, concretamente el módulo dinámico de cortante y las propiedades de propagación, que están sintetizadas en el número de onda que relaciona la frecuencia con la velocidad ondulatoria.

Velocidad Ondulatoria. Se puede decir que la velocidad ondulatoria depende de la rigidez del medio; la rigidez del medio puede estar decisivamente afectada por la deformación y por lo tanto para sismos muy intensos, la velocidad ondulatoria en la zona epicentral deberá variar de manera apreciable.

Cambios de Volumen. Cuando una masa de suelo se ve afectada por la acción de un sismo intenso sus partículas sufren deformaciones que implican cambios de volumen. Como el módulo volumétrico del agua es elevado, el cambio de volumen no puede ocurrir en el agua, sino que debe de ocurrir en el esqueleto mecánico que resulta mas compresible y mas susceptible a acomodarse.

Amplificación en Subsuelos. El efecto de la amplificación es un problema mas claramente establecido en subsuelos blandos de gran espesor y con características de esfuerzo contra deformación bastante particulares, complementadas por una baja capacidad de amortiguamiento específico. En aquellos subsuelos duros y de menor espesor, la amplificación y modificación frecuencial poco se nota o simplemente se ha observado menos.

MÉTODOS PARA EVALUAR LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DEL SUELO

Los métodos que en el estado actual de conocimientos nos proporciona son :

- Los que se basan en análisis de registros de terremotos (acelerogramas)
- Los que se basan en análisis de pequeños terremotos generados artificialmente
- Los basados en métodos analíticos, que se apoyan en estudios de campo y laboratorio, que evalúan las propiedades del suelo.

Ahora bien, los métodos de campo tienen por objeto determinar la velocidad de transmisión de las ondas sísmicas en el suelo. Los métodos de laboratorio tienen por objeto determinar la respuesta del suelo ante una excitación dinámica.

EN RESUMEN SE TIENEN LOS SIGUIENTES MÉTODOS DE ANÁLISIS

- a) Registros sísmicos: acelerógrafos y sismoscopios.
- b) Generación artificial de sismos: acelerogramas teóricos.
- c) Métodos analíticos en el campo y en el laboratorio.

Cabe señalar que los métodos directos con acelerógrafos y sismoscopios son los que, por ser basados en hechos reales, producen resultados directos, pero se necesita un terremoto para obtener dichos resultados. Con los métodos teóricos y analíticos nos podemos anticipar a los terremotos,

Métodos para la evaluación de las propiedades del suelo, que permiten estudiar los terremotos en forma teórico-analítica.

Métodos de campo

- Refracción sísmica (Seismic refraction).
- Ondas superficiales (Surface waves).
- Long distance in line
- Short distance in line cross hole.
- Arriba de la perforación (Uphole).
- Dentro de la perforación (Downhole).
- Continuous velocity logging, high frequency sources.

Métodos de laboratorio

- Triaxial cíclica (Cyclic triaxials).
- Columna de resonancia (Resonant column),
- Shockscope.
- Corte simple cíclico (Cyclic simple shear tests),
- Torsión cíclica (Cyclic simple shear tests),
- Vibro torsión (Péndulo Zeevaert o torsión libre).

Breve descripción de los métodos de campo

Plunger – método del pistón

Un geófono de 3D se coloca en dos perforaciones A y B, separados 200 a 250 ft. Una tercer perforación a 50 ft. de la segunda perforación y alineado con las otros dos. Se dispara una carga en la tercera perforación, la cual crea una onda de corte que se lee en los geófonos de las perforaciones A y B. Se guardan récords de las grabaciones a medida que se bajan los geófonos en las perforaciones.

Método – arriba de la perforación

Se mide V_s , se generan ondas a varias profundidades detectando con geófonos en la superficie, en general se obtiene un promedio de las velocidades.

Método – debajo de la perforación

Se mide V_s , se generan ondas en la superficie y se detectan con geófonos localizados dentro de la perforación. Se mide un valor medio de V_s .

Método – downhole primacord

Las velocidades de corte son medidas en una dirección vertical. Un geófono de tres dimensiones, 4.5 Htz., es bajado en una perforación de 4 pulgadas de diámetro. Las ondas de corte son creadas por detonaciones en cada una de las dos zanjas asimétricas. El movimiento de corte se mide como se propaga en la perforación. Este método, relativamente nuevo, ha dado resultados satisfactorios.

Método – cross-hole

Este método presentado por Kenneth H. Stokoe y Richard D. Woods (Mayo 1972), consiste en evaluar V_s , generando pequeños núcleos de energía a diversas profundidades en una perforación y leyendo en la otra los tiempos de viaje de las ondas. Todo esto se hace utilizando osciloscopios, transductores y equipo fotoeléctrico que permite grabar los récords de los impulsos.

El método se utiliza con ventaja para materiales entre roca y arcilla, sin que el nivel frático lo afecte. Se puede muestrear con posteadoras manuales y equipo de perforación simple, lo que lo hace ventajoso.

Método del vibrador superficial

Se mide V_s , en forma indirecta, al generarse ondas de Raileigh que a deformaciones pequeñas son equivalentes a las ondas V_s , de cortante: la fórmula de aplicación sería :

$$V_s = V_R = \lambda f$$

λ = longitud de la onda

f = frecuencia de la vibración

DESCRIPCION DE METODOS DE LABORATORIO

En la actualidad los métodos prácticos que se emplean para obtener estos parámetros utilizando técnicas de laboratorio son:

- a) Columnas de resonancia
- b) Triaxial cíclica
- c) Vibro-torsiómetro o péndulos de torsión libre.

PRUEBAS DE COLUMNA RESONANTE

En estas pruebas se aplica un dispositivo que aplica vibraciones torsionantes de baja amplitud a la muestra de suelo por medio de un motor electromagnético constituido por dos bobinas de acción recíproca. Este equipo permite consolidar las probetas con presión isotópica antes del ensayo. Los cambios de longitud se registran con un transductor inductivo de corriente directa (DCDT), asimismo se dispone de otro para medir la presión de poro en la base del espécimen.

Las vibraciones en la parte superior de la probeta se registran con un acelerómetro piezoeléctrico de alta resolución. Las oscilaciones torsionales se regulan en amplitud y frecuencia con un generador de funciones conectado a las bobinas. Los voltajes de salida de los transductores de presión y desplazamiento de leen en un voltímetro digital antes y después de cada prueba

La señal de salida del acelerómetro se puede visualizar mediante un osciloscopio o bien un analizador de espectros. Este último obtiene la transformada de Fourier del registro acelerométrico. En caso de que la señal contenga vibraciones espurias, el analizador de espectros permite cuantificar el nivel de ruido existente. Durante los ensayos se puede emplear el analizador de espectros interconectado a una computadora con lo cual el registro de frecuencias y amplitudes se realiza automáticamente.

Las pruebas de columna resonante se pueden llevar a cabo empleando el método de barrido de frecuencias que consiste en aplicar una vibración senoidal de amplitud constante, variando la frecuencia de oscilación. La respuesta del espécimen se registra con el acelerómetro tomando nota de sus amplitudes y frecuencias. Esto permite construir una gráfica de amplitud contra frecuencia o curva de respuesta a la frecuencia. La frecuencia de resonancia del espécimen f_n , ocurre cuando se presenta el máximo de la curva de respuesta y esta relacionada con el modulo de rigidez al cortante, G , del suelo por medio de las siguientes expresiones que se obtienen de la teoría de las vibraciones de barras elásticas.

$$\omega = \frac{L}{V_s} \tan \left(\frac{\omega_s L}{V_s} \right) = \frac{I}{I_0}$$

donde:

ω_n = frecuencia natural del espécimen en rad/s;

L = longitud de la probeta;

I = momento polar de inercia de la muestra;

I_0 = momento polar de inercia de la masa vibrante sobre la probeta;

V_s = la velocidad de propagación de las ondas de corte y con ellas se puede conocer G .

$$G = \rho * V_s^2$$

donde ρ = densidad de la masa.

El amortiguamiento interno del suelo se logra determinando el llamado ancho de banda de la curva de respuesta, definido por las frecuencias en las que se tiene la mitad de la potencia máxima de la respuesta.

Todas las probetas ensayadas en columna resonante se consolidan isotrópicamente antes de las pruebas de vibración. En vista de que estas últimas no son destructivas debido a que inducen en el espécimen deformaciones pequeñas, algunas de las probetas se reconsolidan después de ser sometidas a las vibraciones torsionales y se someten a nuevas pruebas después de cada etapa de consolidación. La deformación que se puede aplicar con la columna resonante es variable dependiendo del tipo de suelo y del nivel de ruido que contenga la señal acelerométrica. En una cámara triaxial provista con dispositivos colocados externamente, difícilmente se pueden medir las deformaciones menores a 0.1 por ciento.

PRUEBAS TRIAXIALES CICLICAS

Las cámaras triaxiales cíclicas transmiten esfuerzos desviadores dinámicos de frecuencia y amplitud regulables. Cuentan con servoválvulas neumáticas que siguen la historia de cargas programada por un generador de funciones. Las servoválvulas regulan el flujo del aire a presión que se conduce a un pistón de doble acción con el que le aplican fuerzas axiales a los especímenes. Todas las pruebas se llevan a cabo aplicando esfuerzos desviadores senoidales cuya frecuencia fue de 1.0 hz (1.0 s de periodo), variando la amplitud de acuerdo con las necesidades de cada ensaye.

La amplitud de la señal se ajusta para alcanzar valores preestablecidos de la carga vertical cíclica, en kg y para ello se emplea una computadora personal. Se usa otra para registrar los datos captados por los transductores instalados en cada cámara (desplazamiento, presión de poro y fuerza axial), a razón de 40 muestras por segundo por transductor. Para esta operación se utiliza una tarjeta de conversión analógica de 12 bits de resolución cuya capacidad máxima de muestreo es de 25 000 muestras por segundo. La información se puede visualizar durante la ejecución de un ensaye mediante un graficador x-y; posteriormente, se analizan los datos capturados por la computadora para obtener los resultados de los formatos deseados.

La frecuencia de las cargas cíclicas corresponde aproximadamente a la frecuencia dominante de muchos depósitos arcillosos de la sonda de Campeche y también coincide con una de las frecuencias con mayor contenido energético para los temblores que se pueden presentar en la zona.

OBTENCIÓN DEL MÓDULO DE RIGIDEZ AL CORTANTE POR MEDIO DE CORRELACIONES ANALÍTICAS DE ARENAS, ARCILLAS Y OTROS MATERIALES DE HARDIN & DRNEVICH, ISHIBASHI, ZEEVAERT.

a) Arenas

Aceptado por la mayoría de los investigadores que el módulo de rigidez al cortante en arenas está afectado por:

- 1) La amplitud de la deformación de cortante, γ
- 2) La presión confinante, σ_0
- 3) La densidad y relación de vacíos.

Los investigadores Hardin y Dnevich han propuesto la siguiente expresión:

$$G = \frac{G_{max}}{1 + \frac{G_{max}}{\tau_{max}} (1 - 0.5 * e^{exp - 0.4 * \frac{G_{max}}{\tau_{max}} \gamma})}$$

siendo :

$$G_{max} = 1230 \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} * \sigma_0^{0.11}$$

$$\tau_{max} = \left\{ \left(\frac{1 + k_0}{2} * \sigma_v \text{sen } \phi + C \text{cos } \phi \right)^2 - \left(\frac{1 - k_0}{2} * \sigma_v \right)^2 \right\}$$

K_0 = coeficiente de empuje de tierras en reposo,

ϕ = Ángulo de fricción interna efectivo,

C = Cohesión real de la arena,

$\overline{\sigma_0}$ = Presión efectiva confinante,

$\overline{\sigma_v}$ = Presión efectiva vertical,

G_{max} = Módulo de rigidez para niveles de deformación menores a 10^{-4} ,

$\tau_{máx}$ = Resistencia de pruebas de cortante estático.

Posteriormente Sherif e Ishibashi, propusieron la siguiente expresión para el módulo de rigidez (1976).

$$G = 2.8 \phi^{(11.67\gamma + 0.30)} 40 (0.205)^{(\gamma / 0.3)}$$

$$0 \leq \gamma \leq 0.03\%$$

En p.s.i., para

$$G = 2.8 \phi (\sigma_0)^{0.85} \gamma^{-0.6}$$

Siendo:

σ_0 = Esfuerzo confinante efectivo en p.s.i.

ϕ = Ángulo de fricción interna.

γ = Amplitud de la deformación cíclica al cortante en %.

Zeevaert

Al mencionar el comportamiento del suelo en torsión libre, el profesor Zeevaert ha propuesto la siguiente expresión para los suelos no-cohesivos, sometidos a esfuerzo de torsión libre, con deformaciones de corte, utilizando dobles amplitudes de 10^{-2} , y 10^{-2} .

$$\mu = Cs, \sigma_c^n \text{ (Ley fenomenológica)}$$

En donde:

$\mu = G$ = Módulo de rigidez al cortante

σ_c = Presión confinante (Volumétrica).

$\sigma_c = 1/3 (1+2 K_0)$.

σ_{oc} = Esfuerzo efectivo = $P_o - U_o$.

b) Arcillas

La complejidad de las arcillas o suelos cohesivos, ha hecho que los resultados de las investigaciones sean aun discutibles.

Zeevaert en México, D. F., ciudad famosa por sus arcillas bentónicas altamente compresibles, quizá sea el investigador mas involucrado con datos sobre el módulo de rigidez de las arcillas. Hardin dice que sus ecuaciones se aplican también a arcillas normalmente consolidadas, lo cual puede verificarse cuando:

$$T_{MAX} = Su$$

Zeevaert, ha propuesto la siguiente expresión o ley fenomenológica para obtener el $G = \mu$ de suelos cohesivos.

$$\mu = \mu_o e^{1/\mu}$$

μ = Módulo de rigidez al cortante.

μ_o = Módulo inicial.

e = Base de logaritmo natural.

$\sigma_c = 1/3 (1+2 K_0) \sigma_{oc}$.

El valor de μ , debe de ser obtenido para diferentes esfuerzos confinantes volumétricos, lo cual se hace con el *péndulo de torsión libre de Zeevaert*. En este caso de las arcillas, el suelo debe de consolidarse, es decir, dejar que el exceso de presión hidrostática se disipe, induciéndose entonces la vibración libre, con lo cual se puede medir la respuesta elástica del suelo y su amortiguamiento.

c) Otros suelos

Según Sherif y Asoc, son muy limitados los datos existentes en otros suelos tales como gravas, arenas, materias orgánicas, sedimentos oceánicos. En el Salvador y con la participación del Dr. Zeevaert, se han iniciado los primeros intentos de realizar una investigación de los limos arenosos que constituyen la inmensa mayoría de los suelos de la zona. Básicamente se trata de cenizas volcánicas, asentadas sobre tobas cementadas.

OBTENCIÓN DEL AMORTIGUAMIENTO POR MEDIO DE CORRELACIONES ANALÍTICAS PARA ARENAS Y ARCILLAS

Amortiguamiento para arenas

El amortiguamiento es una medida de la disipación de energía en un sistema. Los investigadores han señalado que los factores que tienen más influencia en la relación de amortiguamiento, serían:

- 1) Amplitudes de las deformaciones cíclicas.
- 2) Presiones confinantes.
- 3) Angularidad y granulometría.
- 4) Número de ciclos de esfuerzos.

También mencionan que la relación de vacíos y la densidad del suelo tienen poca influencia. Los investigadores Hardin y Drnevich proponen las siguientes expresiones:

$$\lambda = \frac{\lambda_{max} \gamma / \gamma_R}{1 + \gamma / \gamma_R}$$

$$\gamma_{max} = 33 - 1.50 \log Nc$$

$$\gamma_R = \frac{\tau_{max}}{G_{max}}$$

siendo Nc = Número de ciclos

Las expresiones se obtuvieron en pruebas de torsión y resonancia, para arenas de cuarzo uniformes (1972).

Sherif y asociados han propuesto la siguiente expresión:

$$\lambda = \frac{50 - 0.6 \sigma_c}{38} (73.30 F - 53.3) \gamma^{0.30}$$

en donde σ_c es la presión confinante efectiva (p.s.i.), γ en % es la amplitud de deformación al corte el factor F , que mide esfericidad y granulometría y que está dado por.

$$F = \frac{1}{\psi^2 C_g}$$

$$\psi = S/S_2$$

esfericidad y

$$C_g = \frac{D_{30}}{D_{10} \pi D_{60}}$$

coeficiente de graduación

S_2 y S' se refieren al área de superficie de una esfera, y la superficie del suelo.

En suelos arenosos, la granulometría y la angularidad afectan seriamente el amortiguamiento.

Amortiguamiento para arcillas

Hardin y Drnevich (1972) propusieron que su expresión para arenas sirve para arcillas siempre y cuando:

$$\lambda_{\max} = 31 - (3 - 0.03 f) \sigma_0^{0.5} + f^{0.5} - 1.5(\log N)$$

F = Frecuencia en c.p.s.

σ_0 = Esfuerzo principal medio, Kg/cm²

N = número de ciclos de esfuerzo

Debe señalarse que falta mucha investigación en este campo, dada la complejidad del comportamiento de las arcillas.

(1978) **OBTENCIÓN DEL MÓDULO DE RIGIDEZ POR MEDIO DE CORRELACIONES ANALÍTICAS, SEGÚN EL A. T. C.**

El método de Zeevaert permite obtener en forma directa, con la prueba de torsión libre, las propiedades del suelo que son de interés en el problema sísmico

Vs = Velocidad de onda cortante.

μ = Módulo dinámico.

γ = Peso unitario.

ν = Relación de Poisson.

Los valores varían de un punto a otro en la masa de suelo, lo que hace necesario tomar promedios de las zonas estudiadas o valores representativos, sobre la base de la zona de influencia de las presiones que la estructura induce en el subsuelo. Sin embargo no debemos perder de vista que un terremoto es un movimiento masivo que moviliza grandes volúmenes de suelo. De cualquier manera, lo cierto es que las relaciones *esfuerzo-deformación* de los suelos no son lineales y además son función de la severidad del terremoto, y deben analizarse en el rango de deformaciones que se inducen en los terremotos, que son del orden de:

$$\gamma = 10^{-3} \text{ a } 10^{-1} \text{ en \% de deformación}$$

Las consideraciones anteriores permiten aceptar como realistas las conclusiones del (ATC 3-06) de 1978, que recomienda los siguientes valores para μ y como función de la aceleración y para deformaciones de bajas amplitudes:

A en % de G	0.10	0.15	0.20	0.30
Valor de μ/μ_0	0.81	0.64	0.49	0.42
Valor de ν/ν_0	0.90	0.80	6.70	0.65

en donde

$$\nu_0 = \text{Promedio de velocidad para deformación } 10^{-3}$$

y

$$\mu_0 = \gamma \mu_0^2$$

Hemos señalado los valores anteriores como primera aproximación, siendo lógico suponer que de ninguna manera estas fórmulas sustituyen la obtención de valores directos

obtenidos en pruebas de torsión en o utilizando el método de Refracción o el Cross Hole en el Campo. Como valores de la relación de Poisson, el A. T. C. (1978) recomienda también los siguientes:

v = 0.33 para arenas limpias y gravas	}	Valores de A. T. C
v = 0.40 para arcillas compactas y suelos cohesivos		
v = 0.45 para arcillas suaves	}	Valores de Zeevaert
v = 0,25 para materiales no cohesivos		
v = 0.50 para materiales saturados		

OBTENCIÓN DEL MÓDULO DE RIGIDEZ POR MEDIO DE CORRELACIONES ANALÍTICAS, SEGÚN ROMO & OVANDO

La rigidez de una arcilla a pequeñas deformaciones se evalúa a partir de mediciones de velocidades de corte, V_s , o de ensayos de columna resonante. Estudios de Hardin & Black (1968) y Hardin (1978) mostraron que el modulo de rigidez máxima, G_{max} , depende de la magnitud del esfuerzo de confinamiento, de la relación de vacíos, del grado de preconsolidación y del índice de plasticidad.

Se puede observar que el modulo G_{max} , (sin efecto del envejecimiento) es función del esfuerzo de consolidación σ'_c y del índice de rigidez I_r . Para un esfuerzo σ'_c constante la magnitud de G_{max} se incrementa con el valor de I_r . Es interesante notar que G_{max} es proporcional a σ'_c para valores de I_r superiores a 0.23 (para las arcillas estudiadas de la Sonda de Campeche).

Lo cual puede expresarse analíticamente con la siguiente expresión:

$$G_{max} = G_0 + \frac{95(I_r - 0.23)}{1 - (I_r - 0.23)} \sigma'_c$$

donde σ'_c y la constante G_0 (modulo de rigidez al corte para $\sigma'_c = 0$) están expresados en las mismas unidades, es importante que para cada tipo de arcilla se defina el valor de G_0 .

En donde:

$$I_r = \frac{W_L - W_p}{W_L - W_p} = \frac{W_L - W_p}{I_p}$$

donde I_p es el índice de plasticidad y W_n , W_L y W_p son las humedades natural y en los límites líquido y plástico; respectivamente. El índice de rigidez se denomina consistencia relativa en la literatura clásica de la mecánica de suelos y esta relacionado con el índice de liquidez, I_L ($I_r = 1 - I_L$).

CAPÍTULO 2:

***IDENTIFICACIÓN DE
RESULTADOS DE PRUEBAS
ESTÁTICAS Y DINÁMICAS.***

ANTECEDENTES

Petróleos Mexicanos (PEMEX) está explotando campos de hidrocarburos costa afuera en la Bahía de Campeche, México. Para el análisis y diseño de las cimentaciones, se realizaron diversos estudios geofísicos y geotécnicos que estuvieron a cargo de las compañías Fugro-McClelland Marine Geosciences, Inc. (FMMG) y Constructora Subacuática Diavaz, S.A. de C.V., cuyo objetivo fue definir las condiciones geofísicas y geotécnicas relacionadas con el diseño e instalación de plataformas en varias localizaciones propuestas en la Bahía de Campeche. Las localizaciones propuestas para las plataformas se encuentran en una zona sísmicamente activa.

Los estudios se realizan de acuerdo con los términos y condiciones de los Contratos de PEMEX, de los sitios propuestos con sus respectivas, pruebas de laboratorios, y servicios estáticos y dinámicos de ingeniería de cimentaciones.

El propósito principal de estos estudios es el de obtener información de los suelos existentes, determinar las condiciones de cimentación y desarrollar recomendaciones estáticas y dinámicas para el diseño de la cimentación de una plataforma costa afuera fija que será instalada en el sitio. Los resultados de la investigación geotécnica se presentan en un reporte dividido en dos partes.

Parte I: Criterios para Diseño Estático.

Parte II: Criterios para Diseño Dinámico para Condiciones de Carga
Sísmica.

El objetivo primordial de los resultados de los estudios realizados por las compañías antes mencionadas para este trabajo de tesis, es el de tomar como base los resultados de pruebas de laboratorio, de las propiedades mecánicas y de clasificación de los suelos ensayados en las ubicaciones propuestas por PEMEX, contando con estos resultados y teniendo los resultados de las pruebas de columna resonante, se propondrá una ecuación teórica-experimental para relacionar las propiedades mecánicas de los suelos (relación de vacíos, índice de plasticidad, presión de confinamiento, etc.) con su comportamiento dinámico por medio del módulo de rigidez al cortante (G_{max}).

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

En el reporte I, específicamente trata sobre las recomendaciones para el diseño estático de cimentaciones, empieza con una breve descripción de las operaciones de campo y laboratorio realizadas para cada localización, así como comentarios relacionados a las condiciones del suelo en el sitio del sondeo. E interpretación de los resultados de las pruebas in situ y estáticas de laboratorio. Inclusive las descripciones de los procedimientos de cálculo utilizados para desarrollar datos de diseño estático de pilotes, capacidad de carga del fondo marino y resistencia del suelo al hincado continuo. Las secciones finales del texto contienen comentarios sobre las consideraciones para la instalación de pilotes el fenómeno de la congelación entre pilote y suelo. Los resultados de los análisis de interpretación de las propiedades del suelo e ingeniería se presentan en las figuras que siguen al texto en el reporte. En general cinco apéndices se incluyen en la primera parte de los reportes. Los Apéndices A y B detallan las operaciones geotécnicas de campo y el programa de pruebas estáticas de laboratorio, respectivamente. Los procedimientos analíticos usados en los análisis de ingeniería se presentan en el Apéndice C. El Apéndice D

presenta una lista de todos los archivos digitales computadorizados (almacenados en un disco compacto) asociados con la parte I de los reportes estáticos. El Apéndice E contiene una lista de todos los reportes sobre "Criterios para Diseño Estático".

El reporte II trata sobre el programa de pruebas dinámicas de laboratorio y las recomendaciones para el diseño dinámico de cimentaciones para condiciones de cargas sísmicas. La mayor parte del texto contiene una descripción del programa de pruebas dinámicas de laboratorio y comentarios sobre la interpretación de las propiedades dinámicas del suelo para cada localización. Los resultados de las propiedades del suelo dinámico se presentan en figuras que siguen las referencias en el reporte. Se incluyen cuatro apéndices en esta parte II de los reportes. El Apéndice A contiene los resultados de los análisis de respuesta del sitio, licuefacción e interacción dinámica entre suelo y pilote, los cuales fueron realizados por Earth Mechanics, Inc., de Fountain Valley, California. El Apéndice B contiene los procedimientos de las pruebas dinámicas de laboratorio y los resultados. El Apéndice C presenta una lista de todos los archivos digitales computadorizados (almacenados en un disco compacto) asociados con la parte II de los reportes. El Apéndice D presenta una lista de todos los reportes titulados "Criterios para Diseño Dinámico".

Los objetivos de estas investigaciones geotécnicas son:

- Obtener la información estratigráfica detallada en las localizaciones propuestas para las plataformas;
- Obtener muestras de suelos inalteradas de alta calidad y realizar pruebas in situ para determinar los parámetros necesarios de diseño de suelo-pilote;
- Desarrollar datos de diseño axial estático de pilotes, datos de interacción lateral de suelo-pilote (p-y) estáticos y cíclicos (carga por oleaje), capacidad de carga de las placas temporales de apoyo y resistencia del suelo durante el hincado continuo;
- Desarrollar recomendaciones de criterios para diseño sísmico y datos de interacción dinámica suelo-pilote
- Evaluar los efectos de los sismos de diseño Tipos A, B, y C (proporcionados por PEMEX, VER TABLA 1.1) sobre las características en la respuesta del sitio en el campo libre de los suelos de cimentación, incluyendo los movimientos del terreno y el potencial de licuefacción; y
- Determinar el factor de modificación de los datos para el diseño estático de pilotes (cargas por tormenta), tanto para las curvas axiales como laterales en la interacción entre suelo y pilote (curvas t-z, Q-z y p-y) presentadas en la parte I de estos reportes, para tener en cuenta las siguientes condiciones de las cargas sísmicas:
 - Efectos de la degradación en el campo libre (licuefacción o reducción en la resistencia del suelo debido al aumento elevado de la presión de poro);
 - Ablandamiento de la deformación y degradación de la resistencia al corte por cargas cíclicas en la interacción entre suelo y pilote, y
 - Aumento en la resistencia del suelo debido a altas velocidades de deformación durante las cargas sísmicas en la interacción entre suelo y pilote.

Para lograr estos objetivos, se llevaron a cabo las siguientes tareas:

- Se perforaron los sondeos, designados por su nombre de ubicación (VER TABLA 1.2), hasta una profundidad máxima de 119.2 m (profundidad máxima alcanzada para la familia de sondeos aquí manejados) debajo del fondo marino en la ubicación propuesta para las plataformas con el fin de explorar la estratigrafía y obtener muestras de suelos inalteradas de alta calidad para las pruebas de laboratorio;
- Se realizaron pruebas de penetración del piezocono (PCPT) en el sondeo con el fin de evaluar la resistencia al corte in situ de los suelos cohesivos, y evaluar la densidad relativa y las características de fricción de los suelos granulares;
- Se realizaron pruebas de laboratorio costa afuera y en tierra para evaluar los índices pertinentes y las propiedades ingenieriles de los materiales de cimentación;
- Se realizaron análisis de ingeniería para desarrollar información de diseño estático de pilotes, capacidad de carga de las placas temporales de apoyo, resistencia del suelo al hincado continuo y consideraciones generales de instalación de pilotes;
- Se realizaron análisis de respuesta del sitio y licuefacción para desarrollar recomendaciones de criterios para diseño sísmico;
- Se realizaron análisis de respuesta del sitio en el campo libre para sismos de diseño Tipos A, B, y C usando un método de análisis lineal equivalente uni-dimensional (programa de computadora SHAKE) para evaluar las características de movimiento del terreno, incluyendo la generación de las historias de tiempo de la aceleración y los espectros de respuesta necesarios para el análisis de respuesta dinámica;
- Se evaluó el potencial de degradación cíclica y de licuefacción.

Earth Mechanics, Inc. (EMI) de Fountain Valley, California, realizó los análisis de respuesta del sitio en el campo libre y de interacción dinámica entre suelo y pilote.

PROCEDIMIENTO DE OBTENCIÓN DE MUESTRAS

Para la obtención de muestras se utilizó el sistema Dolphin (Figura 2.1), para obtener muestras por presión de alta calidad y realizar pruebas in situ de veleta remota y de penetración del piezocono. Se realizaron pruebas estáticas de laboratorio, las cuales incluyeron pruebas índices y pruebas de resistencia, en el campo y en el laboratorio en Houston de Fugro-McClelland Marine Geosciences, Inc. (FMMG) en las muestras recuperadas para evaluar las propiedades ingenieriles de los suelos de cimentación. Luego se realizaron análisis de ingeniería para desarrollar la información requerida para el diseño estático de pilotes.

También se realizaron pruebas dinámicas de laboratorio, tal como pruebas de columna resonante, pruebas de corte simple cíclico y pruebas de corte simple directo rápido, en muestras de suelo recuperadas del sondeo.

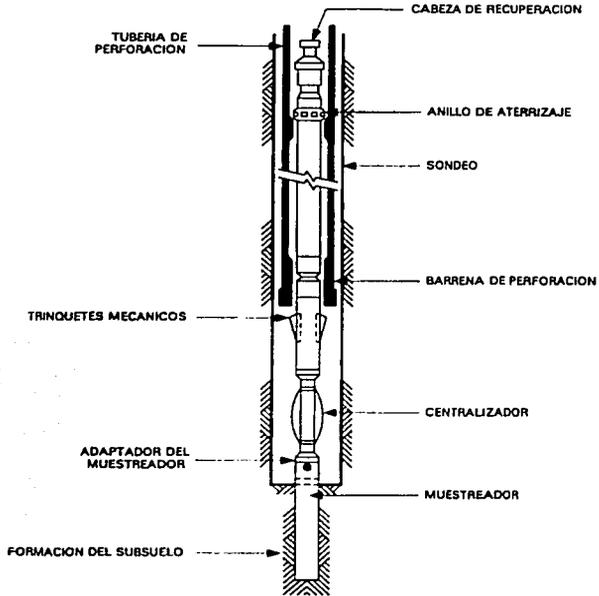


Figura 2.1. Muestreador por presión tipo Dolphin.

Para tener en cuenta la gran distancia entre una localización en específico y la fuente sísmica en el área Minatitlán, se aplicaron factores de escalamiento a los sismos Tipo A, B y C, respectivamente. Estos factores de escalamiento fueron suministrados por PEMEX y el IMP (Instituto Mexicano del Petróleo) y corresponden a los factores de escalamiento para sismos con un periodo de retorno de 100 años (Tabla 2.1).

Tabla 2.1: Acelerogramas

Tipo de Sismo	Acelerogramas
A	SOND3 SOND4
B	SOND5 SOND6
C	SOND1 SOND2

Se realizaron pruebas de penetración del piezocono (PCPT) a profundidades previamente seleccionadas para medir las resistencias in situ del suelo. Se realizaron pruebas de veleta in situ cerca del fondo marino en las cercanías inmediatas de las localizaciones de los sondeos para medir las resistencias de los suelos cohesivos superficiales.

PROGRAMA DE PRUEBAS ESTÁTICAS DE LABORATORIO

DESARROLLO DEL PROGRAMA DE PRUEBAS

El objeto del programa de pruebas estáticas de laboratorio es evaluar las propiedades físicas y de resistencia pertinentes de los suelos encontrados en los sondeos. El programa de pruebas estáticas de laboratorio se realiza en dos fases:

- Pruebas de clasificación visual, determinación de densidad total, determinación del contenido de humedad y pruebas de resistencia incluyendo pruebas de Torcómetro, de penetrómetro de bolsillo, de veleta miniatura (VM) y pruebas triaxiales sin consolidación ni drenaje (UU), son realizados simultáneamente con las operaciones de perforación, muestreo y pruebas in situ durante los trabajos de campo, y

- Pruebas de límites Atterberg, de contenido de carbonatos, análisis granulométricos, gravedad específica, pruebas de consolidación y pruebas adicionales triaxiales sin consolidación ni drenaje (UU) y de veleta miniatura (VM) se realizan en laboratorio en para complementar los datos de campo.

Las pruebas se realizan de acuerdo con las Normas ASTM (1996).

PRUEBAS DE CLASIFICACIÓN

Los límites plástico y líquido, conjuntamente denominados límites Atterberg, son determinados para muestras cohesivas con el fin de proporcionar información para su clasificación. Se realizan determinaciones del contenido de humedad en todas las muestras incluyendo todas las muestras obtenidas para pruebas triaxiales sin consolidación ni drenaje. Las densidades totales de las muestras, donde fue posible, se midieron en el campo pesando muestras de volúmenes conocidos inmediatamente después de su extrusión.

En el campo generalmente se realizan pruebas en todas las muestras con una solución de ácido clorhídrico diluido (10% de concentración) para obtener una evaluación cualitativa del contenido de carbonatos en las muestras. En el laboratorio, se escogen muestras para medir

solubilidad en ácido clorhídrico usando el método gasométrico (ASTM D-4373), el cual indica la cantidad aproximada del material carbonatado por peso en los especímenes ensayados. En el método gasométrico, una muestra de 1 a 5 gramos de suelo seco es tratada con ácido clorhídrico diluido dentro de un recipiente reactor. Gas de dióxido de carbono es emitido durante la reacción entre el ácido y la fracción carbonatada de la muestra. Un medidor de presión conectado al reactor precalentado con calcio carbonatado de calidad reactiva fue usado para proveer una medida directa del contenido de carbonatos.

Se realizan análisis granulométricos en las muestras de suelos granulares encontradas en los sondeos para determinar la gradación y porcentaje pasante del tamiz No. 200. La gravedad específica de los sólidos del suelo se determina en las muestras.

DESCRIPCIÓN DE PRUEBAS ESTÁNDAR DE RESISTENCIA

En las pruebas de laboratorio se usan cuatro procedimientos para determinar la resistencia al corte sin drenaje de los suelos cohesivos bajo varias condiciones. Resistencias al corte de muestras cohesivas inalteradas y residuales se determinan en el campo con una veleta miniatura motorizada mientras las muestras se encuentran todavía en el tubo de muestreo. Pruebas de veleta miniatura remodeladas y pruebas triaxiales sin consolidación ni drenaje inalteradas y remodeladas también son realizadas en el campo en muestras escogidas después de su extrusión. Estimados de resistencia al corte también se hacen en el campo usando un Torcómetro y un penetrómetro de bolsillo. Pruebas adicionales triaxiales sin consolidación ni drenaje y de veleta miniatura (remodeladas e inalteradas) son realizadas en muestras escogidas en laboratorio. Los procedimientos de las pruebas se describen en los siguientes párrafos.

Pruebas de Torcómetro. En la prueba de Torcómetro, un aparato que se opera manualmente y consistente de un disco metálico y veletas radiales delgadas que se proyectan desde la superficie, se presiona contra una superficie plana del suelo hasta que las veletas penetran completamente. El aparato es rotado por medio de un resorte de torsión hasta que el suelo falla en corte. El aparato está calibrado para medir la resistencia al corte sin drenaje directamente de la rotación del resorte.

Pruebas de Penetrómetro de Bolsillo. Esta prueba se realiza presionando lentamente una pequeña vaina metálica cilíndrica de fondo plano [6.3 mm (0.25 pulg) en diámetro] en la superficie plana de la muestra de suelo a través de un resorte hasta que penetra a una distancia predeterminada. La resistencia a la penetración es registrada por el resorte que ha sido calibrado para proporcionar la resistencia al corte sin drenaje del suelo basada en la compresión del resorte.

Pruebas de Veleta Miniatura. Para realizar la prueba de veleta miniatura, una veleta pequeña de 4 aspas es introducida en una muestra de suelo cohesivo inalterado o remodelado. Una fuerza de torsión es aplicada a la veleta a través de un resorte calibrado activado por un sistema motorizado de polea y banda, causando la rotación lenta de la veleta hasta que ocurre la falla por corte. La resistencia al corte del suelo inalterado o remodelado es calculada de la fuerza de torsión transmitida por el resorte calibrado multiplicando la rotación neta, en grados, por el factor de calibración del resorte. La resistencia máxima al corte sin drenaje que puede ser medida por la veleta miniatura es 206 kPa (4.3 ks_f).

Para ciertas pruebas inalteradas de veleta miniatura, la resistencia al corte residual de los suelos de arcilla muy blanda a media también fue medida permitiendo a la veleta continuar rotando después de ocurrir la falla por corte inicial. Las pruebas se terminaban cuando la fuerza

de torsión aplicada a la veleta a través del resorte calibrado alcanzaba un valor constante. La resistencia al corte residual, que representa la resistencia al corte del suelo a gran deformación, fue calculada multiplicando la rotación neta, en grados, por el factor de calibración del resorte.

Pruebas Triaxiales sin Consolidación ni Drenaje. Para este tipo de prueba de resistencia, una muestra inalterada o remodelada es introducida en una membrana fina de hule y sometida a una presión de confinamiento por lo menos igual a la presión efectiva de sobrecarga calculada. Una presión de confinamiento de aproximadamente 827 kPa (120 psi) (presión máxima de la celda triaxial en el laboratorio de campo) es usada para todas las pruebas triaxiales (UU) realizadas en muestras de arcillas moderadamente a muy sobreconsolidadas encontradas a penetraciones someras. En el laboratorio, una presión de confinamiento de aproximadamente 2068 kPa (300 psi) es usada para pruebas de compresión triaxiales (UU) realizadas en arcillas moderadamente a altamente sobreconsolidadas con estructuras secundarias. No se permite la consolidación de la muestra bajo la influencia de esta presión antes de la prueba. La muestra es luego sometida a una carga axial hasta el punto de falla a una velocidad constante de deformación sin permitir ningún drenaje. La resistencia al corte sin drenaje del suelo cohesivo se calcula como la mitad del esfuerzo máximo desviador.

PRUEBAS DE CONSOLIDACIÓN POR INCREMENTOS

Se realizan pruebas de consolidación por incrementos en muestras cohesivas de alta calidad para investigar la historia de esfuerzos de los suelos en la localización del sondeo. Las muestras para las pruebas de consolidación fueron colocadas en anillos de acero con diámetro interior de 45.7 mm o 63.5 mm (1.8 pulg o 2.5 pulg). La muestra colocada en el anillo es ubicada en una cámara fabricada especialmente donde la base de la muestra está aislada del fluido de confinamiento (agua) y la superficie de la muestra es expuesta al fluido. Una piedra porosa es colocada en la superficie de la muestra y el pistón de carga es puesto en contacto con la piedra porosa. Al ser comprimida la muestra durante la carga, el fluido en los poros sale de la muestra a través de la piedra porosa. El montaje de la muestra en la cámara es realizado con toda la cámara sumergida en agua para evitar atrapar aire en el sistema.

Una vez que la cámara está completamente ensamblada, ésta es colocada en un marco de carga donde la muestra es saturada antes de ser cargada. Se le aumentan cargas verticales en incrementos que usualmente doblan la carga anterior, produciendo una relación de incremento de carga de dos. Cada incremento de carga es mantenido por un período t_{100} (consolidación primaria) determinado por el método de logaritmo de tiempo. Las lecturas de los datos se usan para calcular la deformación vertical, presión vertical y el coeficiente de consolidación. Se continúa la carga hasta que el esfuerzo efectivo aplicado es mayor que la presión máxima anterior o presión preconsolidada (σ'_{vm}) aplicada a la muestra, y ha sido bien definida la porción virgen de la curva de compresión. En ese punto, la muestra se descarga para producir una curva de descarga.

DESCRIPCIÓN DE PRUEBAS DE PROPIEDADES DINÁMICAS

PRUEBAS DE COLUMNA RESONANTE

Se realizan pruebas de columna resonante en muestras cilíndricas sólidas de aproximadamente 38 a 39 mm en diámetro con una longitud de 74 a 77 mm o de 53 a 55 mm en diámetro con una longitud de 93 a 106 mm. Cada una de las muestras es saturada a aproximadamente 138 a 276 kPa (20 a 40 psi) utilizando contrapresión y luego consolidada

isotrópicamente usando tres presiones efectivas de confinamiento sucesivas (pruebas en tres etapas) iguales a aproximadamente 1.0, 2.0, y 4.0 veces la presión efectiva de sobrecarga in situ promedio. Durante la consolidación a cada una de estas presiones de confinamiento, se mide la variación de los módulos de rigidez al corte (G) y las relaciones de amortiguamiento (ξ) con el tiempo a deformaciones al corte de baja amplitud (menores al 10-4 por ciento) en una secuencia similar a la prueba de consolidación; por ejemplo, 0.5, 1, 2, 4, 8, 15, y 30 minutos, etc., después de ser aplicada la presión de confinamiento efectiva. Las medidas se continúan por un ciclo logarítmico de tiempo o 24 horas, el que fuese menor, después de la finalización de la consolidación primaria (T_{100}) con el fin de medir el módulo de rigidez al corte máximo (G_{max}). Dicho valor incluye algunos efectos de tiempo o aumento en el módulo de rigidez al corte después de la consolidación primaria (Anderson y Stokoe, 1978). Estos módulos de rigidez al corte de baja amplitud son calculados de los datos obtenidos cuando la frecuencia del sistema suelo-oscilador ha sido ajustada para vibrar al primer modo de oscilación sin amortiguamiento. Se aplica una torsión con una onda de forma sinusoidal en la parte superior del espécimen.

Siguiendo a la prueba de baja amplitud en cada etapa, se miden el módulo de rigidez al corte (G) y la relación del amortiguamiento del material (ξ) a deformaciones de alta amplitud (mayores a 10-4 por ciento) con las líneas de drenaje cerradas. En la primera y la segunda etapa de una prueba de tres etapas, el nivel de la deformación se aumenta gradualmente hasta que el G medido disminuyó entre un 85 a un 95 por ciento del G_{max} . En la última etapa, el nivel de deformación se aumenta gradualmente hasta los límites del aparato o hasta producirse la inestabilidad del oscilador, lo que ocurra primero.

Entre cada etapa de alta amplitud, se aplica una deformación de baja amplitud y se miden el módulo de rigidez al corte y la relación del amortiguamiento del material de baja amplitud. Después de la última etapa de alta amplitud, se permite el drenaje de las muestras hasta que los valores medidos del módulo de rigidez al corte de baja amplitud se acercan a los valores medidos antes de que empezara la secuencia de alta amplitud. La incapacidad de la muestra para retomar a los valores originales de los módulos es un indicativo de la degradación de la muestra.

PRUEBAS DE CORTE SIMPLE DIRECTO CÍCLICAS CON DEFORMACIÓN CONTROLADA

Se realizan pruebas de corte simple directo (DSS) cíclicas en muestras de suelos de aproximadamente 18 mm de altura, recortadas a aproximadamente 50 a 67 mm en diámetro. Las muestras se consolidan a una presión vertical efectiva de consolidación (σ'_{vc}) igual a: (a) el esfuerzo vertical efectivo in situ interpretado (σ'_{vo}) para muestras de suelos granulares, o (b) 1.5 a 2.5 veces el σ'_{vo} estimado para muestras de suelos cohesivos normalmente a ligeramente sobreconsolidadas para asegurar que un estado de esfuerzos normalmente consolidado es inducido en la muestra ($OCR = 1.0$). Para muestras de arcillas altamente sobreconsolidadas, el espécimen se consolida hasta que alcance al menos una deformación vertical del 10 por ciento para asegurar que un $OCR = 1.0$ se induce en la muestra (presión de consolidación mayor a la presión de consolidación pasada), y luego el espécimen es descargado hasta el esfuerzo vertical efectivo de consolidación para producir así el estado de sobreconsolidación que se especifique. Se permite la consolidación de cada muestra por aproximadamente un ciclo logarítmico de tiempo o 24 horas, el que fuese menor, pasada la consolidación primaria (T_{100}) antes de aplicar las cargas cíclicas sinusoidales horizontales a una frecuencia de 1.0 Hz. Todas las pruebas se realizan a un volumen constante. Las presiones de poro se estima con base en la medición de los cambios en el esfuerzo vertical durante el ciclaje. Cada espécimen es sometido a cuatro niveles de aumento de deformación al corte cíclico promedio nominal permitiéndose la

preconsolidación (es decir, la disipación del exceso de presiones de poro) entre cada nivel de deformación

De los resultados de las pruebas se puede ver que las deformaciones al corte logradas en estas pruebas no siempre corresponden exactamente con los niveles de deformación propuestos. Estas diferencias se derivan del control del equipo y de las limitaciones de la resolución de medición.

PRUEBAS DE CORTE SIMPLE DIRECTO ESTÁTICAS Y RÁPIDAS

Se realizan pruebas de DSS estáticas y rápidas en muestras de suelos de 18.75 mm de altura, recortadas a aproximadamente 63.5 mm en diámetro. Los especímenes mantienen superficies de drenaje superior e inferior durante la consolidación y estaban confinados lateralmente por una serie de anillos de acero pulido. Cada espécimen se consolida en incrementos, en forma similar a una prueba de consolidación por incrementos (la carga total aplicada en cada incremento es el doble de la carga total aplicada en el incremento anterior), hasta la presión final de consolidación vertical efectiva (σ'_{vc}), la cual fue mantenida constante durante un ciclo logarítmico de tiempo o 24 horas, el que fuese menor, una vez alcanzada la consolidación primaria (T_{100}). Para un espécimen de arcilla normalmente a ligeramente sobreconsolidado, el esfuerzo final vertical efectivo de consolidación (σ'_{vc}) fue aproximadamente 1.5 a 2.5 veces la presión vertical efectiva in situ estimada (σ'_{vo}) para asegurar que se induce un estado de esfuerzos normalmente consolidados ($OCR = 1.0$) a la muestra. Para muestras de arcilla altamente sobreconsolidadas, el espécimen es consolidado hasta una deformación vertical de al menos 10 por ciento para asegurar que un $OCR = 1.0$ es inducido en la muestra (presión de consolidación mayor a la presión de consolidación pasada), para luego ser descargado hasta un esfuerzo vertical efectivo de consolidación que induzca el estado de sobreconsolidación especificado. El espécimen fue luego llevado a la falla a una velocidad constante de deformación al corte de aproximadamente 5 por ciento por hora. Durante la carga no se permite el drenaje del espécimen (volumen constante) manteniendo constante la altura del espécimen. Además de las pruebas a una velocidad de deformación del 5 por ciento por hora, se realizan pruebas DSS rápidas a velocidades de deformación del 100 y 2000 por ciento por hora para estudiar el efecto de la velocidad de la deformación en la resistencia al corte.

Se miden las cargas verticales y horizontales en la muestra usando celdas de carga. Las deformaciones horizontales son medidas usando un LVDT. Durante el corte, se mantiene constante el volumen de la muestra asegurando el pistón de carga vertical en su lugar para evitar cambios en la altura del espécimen. El cambio en el esfuerzo vertical durante la falla es usado para estimar los cambios en la presión de poros en la muestra. El esfuerzo cortante máximo registrado durante la prueba es usado para evaluar la resistencia al corte sin drenaje in situ del suelo

A continuación se presentan los datos de los sitios que se tuvieron a disposición para la realización de este trabajo, incluyéndose en la tabla 2.1, la penetración a la que fue obtenida, el número de muestra, su relación de vacíos, la presión interpretada de preconsolidación, el índice de presión lateral de tierras en reposo (K_0), el esfuerzo vertical efectivo actual, el índice de sobreconsolidación (OCR), el índice de plasticidad (I_p); finalmente los resultados de las pruebas de columna resonante para esas muestras.

Tabla 2.1 Datos de los sitios disponibles.

Síto	Penetración	No de Muestra	Estrato	Índice de Sobreconsolidación, OCR	Índice de Plasticidad (IP%)	Presión Lateral, Ko	Esfuerzo vertical efectivo, σ'_{vo} (lb/ft ²)	Esfuerzo de Confinamiento, σ'_{3s} (lb/ft ²)	Esfuerzo de Confinamiento, σ'_{3s} (MPa)	PUGRO Columna Resonante Gmáx (MPa)
SITO 1	24.90	60	III	3.37	46.00	1.26	3,717.61	4,360.33	0.21	144.44
	66.70	87	VII	1.30	45.26	0.78	10,714.23	9,152.21	0.44	111.11
SITO 2	24.90	61	III	3.69	55.56	1.34	3,675.84	4,499.53	0.22	61.11
	64.50	86	VII	1.33	45.56	0.81	10,609.80	9,233.01	0.44	213.69
SITO 3	24.90	54	III	2.51	50.53	1.09	3,738.49	3,972.79	0.19	63.16
	65.70	83	VII	1.24	49.47	0.77	10,943.97	9,249.56	0.44	189.47
	100.80	110	XI	1.49	52.63	0.85	16,812.77	15,080.84	0.72	226.32
SITO 4	21.90	65	III	5.08	43.00	1.55	3,386.78	4,630.12	0.22	62.16
	67.60	92	VII	1.28	63.00	0.80	11,458.79	9,895.46	0.47	189.47
SITO 5	24.90	63	III	3.22	53.68	1.24	3,696.72	4,299.94	0.21	63.16
	101.10	117	XI	1.81	46.32	0.87	16,875.43	15,422.37	0.74	226.32
SITO 6	24.40	49	III	4.51	47.36	1.46	3,696.72	4,829.72	0.23	65.79
	47.20	69	V	1.34	51.57	0.80	7,748.50	6,718.21	0.32	163.16
	67.40	86	VII	1.24	49.47	0.77	11,111.05	9,390.77	0.45	189.47
	97.20	110	XI	1.04	50.53	0.70	16,188.21	12,994.35	0.62	221.05
SITO 7	19.80	50	III	5.15	47.36	1.56	2,528.81	3,472.66	0.17	54.59
	50.20	79	V	1.47	51.57	0.84	8,128.40	7,253.16	0.35	164.66
	101.80	113	XI	1.41	49.47	0.82	16,708.34	14,688.86	0.70	224.32
SITO 8	18.30	38	III	4.47	46.42	1.27	2,568.91	3,031.31	0.15	50.00
	44.10	69	V	1.61	22.11	0.74	7,372.56	6,094.65	0.29	105.26
SITO 9	16.90	43	II	5.24	41.05	1.33	2,230.56	2,721.29	0.13	52.63
	41.40	73	IV	1.03	42.11	0.78	6,672.90	5,694.20	0.27	100.00
SITO 10	20.30	60	III	4.64	45.00	1.48	3,104.41	4,088.58	0.20	59.46
	63.40	79	VII	1.23	63.00	0.75	11,807.25	9,390.39	0.45	140.54
SITO 11	24.40	57	IV	3.78	50.00	1.12	3,685.69	3,981.63	0.19	133.37
	46.30	72	VI	1.73	50.00	0.80	7,680.61	6,656.52	0.32	166.71
	68.30	85	VIII	1.15	69.00	0.76	11,367.30	9,548.53	0.46	191.23
	101.20	108	XII	1.67	71.00	0.70	17,204.56	13,763.65	0.66	221.63

Tabla 2.1 Datos de los sitios disponibles.

Sito	Penetración	No de Muestra	Estrato	Índice de Sobreconsolidación, OCR	Índice de Plasticidad (IP%)	Presión Lateral, Ko	Esfuerzo vertical efectivo, σ'_{vo} (lb/ft ²)	Esfuerzo de Confinamiento, σ'_c (lb/ft ²)	Esfuerzo de Confinamiento, σ'_{cs} (MPa)	FUGRO Columna Resonante σ'_{max} (MPa)
SITIO 12	18.80	52	II	5.23	43.16	1.26	2,673.34	3,172.36	0.15	57.90
	80.70	73	VII	1.58	55.79	0.80	10,171.21	8,815.05	0.42	136.64
	108.20	99	XII	1.19	50.53	0.75	19,360.80	16,134.00	0.77	205.26
SITIO 13	11.10	35	I	1.00	52.00	0.69	1,944.27	629.65	0.04	13.16
	20.00	51	II	3.78	51.00	1.34	2,349.61	2,887.60	0.14	52.83
	46.00	76	IV	1.81	50.00	0.93	6,787.76	6,463.31	0.31	105.26
	82.20	88	VI	1.49	95.00	0.90	8,659.51	8,997.39	0.43	128.95
	96.00	109	X	1.16	66.00	0.76	15,925.14	13,361.21	0.64	168.42
	113.80	116	XII	1.24	43.00	0.76	19,580.09	16,454.54	0.79	194.74
SITIO 14	22.90	57	III	4.27	47.00	1.42	3,386.78	4,334.21	0.21	54.05
	50.50	85	V	1.86	49.00	0.94	8,354.17	8,018.17	0.38	83.78
	100.50	133	IX	1.28	91.00	0.83	16,708.34	14,781.67	0.71	137.64
SITIO 15	24.90	55	III	3.04	54.73	1.03	3,842.92	3,919.78	0.19	52.83
	65.10	74	VII	1.52	52.83	0.86	11,131.94	10,092.96	0.48	94.74
SITIO 16	21.80	47	IV	3.31	54.73	1.15	3,341.67	3,675.84	0.18	52.83
	53.90	76	VI	1.49	50.53	0.75	9,106.05	7,588.37	0.38	116.42
	80.10	98	VI	1.04	48.42	0.72	13,366.68	10,871.57	0.52	152.63
	113.60	124	X	1.41	38.95	0.70	19,288.14	15,438.51	0.74	200.00
SITIO 17	9.30	30	I	1.40	45.26	0.67	939.84	733.08	0.04	15.79
	20.40	62	III	3.49	44.21	1.12	3,049.27	3,293.21	0.16	52.83
	50.60	91	V	1.13	46.32	0.75	10,150.32	8,458.60	0.40	131.58
	83.70	110	VII	1.06	64.21	0.75	14,014.13	11,678.44	0.58	165.79
SITIO 18	21.90	62	II	3.27	57.89	1.13	3,195.47	3,472.41	0.17	52.83
	59.30	81	V	1.44	50.53	0.75	9,711.73	8,093.11	0.39	126.32
	85.40	103	VII	0.96	48.42	0.75	14,097.67	11,748.06	0.56	165.79
SITIO 19	59.30	86	V	1.29	50.53	0.73	10,004.12	8,203.38	0.39	130.56
	89.20	112	VII	1.09	46.32	0.73	14,995.74	12,296.51	0.59	172.22
SITIO 20	31.40	46	III	2.00	58.00	1.00	5,222.81	5,222.81	0.25	69.84
	64.30	71	VI	0.98	45.00	0.80	11,080.07	9,585.39	0.46	112.93
	82.60	85	VIII	1.50	48.00	0.75	12,596.19	10,496.63	0.50	130.76
	108.20	102	VIII	1.11	63.00	0.75	18,433.45	15,361.21	0.74	157.50

Tabla 2.1 Datos de los sitios disponibles.

Sito	Penetración	No. de Muestra	Estrato	Índice de Sobreconsolidación, OCR	Índice de Plasticidad (IP%)	Presión Lateral, Ko	Esfuerzo vertical efectivo, σ'_{vo} (lb/ft ²)	Esfuerzo de Confinamiento, σ'_{3c} (lb/ft ²)	Esfuerzo de Confinamiento, σ'_{3c} (MPa)	PUGRO Columna Resonante Q _{máx} (MPa)
SITO 21	19.80	46	III	4.00	54.00	1.30	3,072.24	3,686.69	0.18	74.72
	24.40	55	IV	3.61	45.00	1.00	3,686.69	3,686.69	0.18	133.00
	68.60	80	IX	1.23	54.00	0.75	11,367.30	9,472.75	0.45	193.80
	105.20	105	XIII	1.10	60.00	0.70	17,819.00	14,255.20	0.68	226.49
SITO 22	21.30	49	III	3.81	58.00	1.20	3,225.85	3,655.97	0.18	78.45
	31.40	60	IV	2.75	55.00	1.00	4,915.59	4,915.59	0.24	149.55
	60.70	80	VI	1.06	53.00	0.80	10,445.62	9,052.87	0.43	188.78
SITO 23	19.80	43	III	3.82	54.00	1.20	3,379.47	3,830.06	0.18	78.45
	26.50	55	IV	3.14	47.00	1.00	4,301.14	4,301.14	0.21	140.97
	55.80	73	VI	1.33	50.00	0.80	9,831.18	8,520.35	0.41	182.65
	81.40	95	VIII	0.94	54.00	0.75	14,132.31	11,776.93	0.56	208.39
SITO 24	10.50	32	I	1.13	51.00	0.70	1,536.12	1,228.90	0.06	15.94
	56.10	84	VII	2.67	31.00	0.89	9,216.73	8,540.83	0.41	145.87
	81.10	102	IX	2.37	46.00	0.45	13,825.09	8,755.89	0.42	188.78
	114.00	124	XII	1.30	45.00	0.45	20,481.61	12,971.69	0.62	230.46
SITO 25	10.50	32	I	1.13	51.00	0.73	1,536.12	1,264.27	0.06	14.71
	22.90	58	III	1.77	47.00	0.91	3,584.28	3,378.77	0.16	34.32
	56.10	84	VII	2.67	31.00	1.01	9,216.73	9,267.03	0.44	115.23
	81.10	102	IX	2.37	46.00	1.06	13,825.09	14,342.00	0.69	174.07
	114.00	124	XII	1.30	45.00	0.78	20,481.61	17,491.57	0.84	193.68
SITO 26	22.90	57	III	1.21	15.00	0.72	2,867.43	2,333.13	0.11	34.32
	57.30	81	VII	2.83	32.00	1.11	9,421.54	10,135.42	0.49	115.23
	83.20	99	IX	2.14	55.00	1.02	14,337.13	14,486.72	0.69	171.82
	112.00	117	XII	1.12	45.00	0.72	20,071.98	16,391.26	0.78	193.68
SITO 27	22.90	48	III	2.20	59.05	0.90	3,072.24	2,867.43	0.14	31.67
	57.30	72	VII	1.65	34.29	1.01	9,421.54	9,452.95	0.45	114.00
	82.90	91	IX	1.97	54.28	0.90	14,541.95	13,572.49	0.65	176.52
	108.20	105	XII	1.60	45.71	0.80	19,252.72	16,685.69	0.80	188.78
SITO 28	24.40	55	III	4.00	38.00	1.36	4,608.36	5,702.08	0.27	78.45
	50.30	76	V	1.20	36.00	0.74	8,704.69	7,198.90	0.34	127.49
	75.90	97	V	1.76	63.00	0.93	12,601.01	12,226.12	0.59	159.36
	108.80	119	XI	0.97	23.00	0.65	19,969.57	15,349.67	0.73	188.78

Tabla 2.1 Datos de los sitios disponibles.

Sito	Penetración	No. de Muestra	Estrato	Índice de Sobreconsolidación, OCR	Índice de Plasticidad (IP%)	Presión Lateral, Ko	Esfuerzo vertical efectivo, σ'_{vo} (lb/ft ²)	Esfuerzo de Confinamiento, σ'_{vs} (lb/ft ²)	Esfuerzo de Confinamiento, σ'_{vs} (MPa)	FUGRO Columna Resonante G _{max} (MPa)
SITIO 29	5.60	19	II	3.62	19.00	1.25	819.26	957.90	0.05	13.48
	18.10	51	II	2.33	38.00	1.03	2,457.79	2,515.01	0.12	25.74
	68.00	95	VII	1.79	46.00	0.92	12,903.42	12,166.36	0.58	152.00
SITIO 30	18.80	44	IV	2.13	23.00	0.97	2,304.18	2,254.44	0.11	44.13
	31.40	65	V	1.24	28.00	0.74	4,808.36	3,814.58	0.18	81.29
	63.70	83	VII	0.76	20.00	0.58	11,264.89	8,075.98	0.39	147.10
SITIO 31	24.50	49	III	4.94	49.00	1.14	4,147.53	4,534.63	0.22	78.45
	52.70	85	V	1.16	50.00	0.80	9,370.34	8,120.96	0.39	120.13
	85.00	85	VII	1.70	62.00	0.80	15,053.99	13,046.79	0.62	164.26
SITIO 32	24.40	61	III	4.85	33.00	1.10	3,379.47	3,604.76	0.17	78.01
	35.10	70	IV	2.16	50.00	0.95	5,222.61	5,048.72	0.24	60.18
	68.00	93	VI	1.07	55.00	0.75	11,060.07	9,216.73	0.44	89.15
	97.50	114	VIII	0.79	52.00	0.75	15,975.66	13,313.05	0.64	118.13
	119.20	132	VIII	1.25	51.00	0.75	19,662.35	16,385.29	0.78	139.30
SITIO 33	24.40	50	III	5.74	50.00	1.19	3,993.92	4,499.81	0.22	86.66
	68.00	74	V	0.98	50.00	0.80	12,596.19	10,916.70	0.52	200.69
	90.50	90	VII	1.54	45.00	0.80	16,590.11	14,378.10	0.69	225.78
	112.50	106	VII	0.66	53.00	0.77	20,278.60	17,167.69	0.82	241.75
	12.20	37	I	1.15	37.00	0.73	1,536.12	1,255.52	0.06	14.71
SITIO 34	42.70	69	III	2.57	36.00	1.09	7,168.57	7,583.94	0.38	107.87
	57.30	78	V	3.40	46.00	1.26	10,240.81	12,049.46	0.58	125.03
SITIO 35	17.10	42	III	6.72	42.00	1.77	2,560.20	3,870.93	0.19	71.10
	35.70	65	V	2.69	46.00	1.13	7,168.57	7,766.54	0.37	98.07
	57.00	79	VII	2.96	30.00	1.13	10,752.85	11,706.79	0.56	120.13
	66.10	84	IX	2.50	58.00	1.10	16,385.29	17,517.35	0.84	149.55
	102.00	105	XI	2.32	28.00	1.02	19,457.53	19,684.11	0.94	156.91
SITIO 36	16.20	39	IV	5.78	43.00	1.64	2,473.25	3,531.67	0.17	57.69
	45.40	75	VII	1.68	42.00	0.88	7,694.61	7,099.42	0.34	113.68
	93.50	105	XII	1.32	69.00	0.81	19,511.38	17,099.50	0.82	198.53

Tabla 2.1 Datos de los sitios disponibles.

Sito	Penetración	No de Muestra	Estrato	Índice de Sobreconsolidación, OCR	Índice de Plasticidad (IP%)	Presión Lateral, K_0	Esfuerzo vertical efectivo, σ'_{vo} (lb/ft ²)	Esfuerzo de Confinamiento, σ'_{3s} (lb/ft ²)	Esfuerzo de Confinamiento, σ'_{3s} (MPa)	FUGRO Columna Resonante G _{máx} (MPa)
SITIO 37	27.00	52	III	2.52	49.00	1.09	4,301.14	4,569.97	0.22	63.74
	90.90	88	VII	1.66	62.00	0.90	15,975.66	14,958.16	0.72	125.03
	109.10	100	IX	1.29	48.00	0.78	19,047.90	16,272.21	0.78	144.65
SITIO 38	12.20	40	I	1.71	47.00	0.90	1,433.71	1,336.57	0.06	19.61
	48.80	80	III	3.53	50.00	1.30	6,963.75	8,339.75	0.40	94.39
SITIO 39	41.80	70	III	0.32	43.00	0.62	6,963.75	5,192.56	0.25	115.23
	69.80	93	IV	1.26	42.00	0.77	11,679.34	10,022.54	0.48	152.00
SITIO 40	15.80	52	IV	2.37	55.00	1.07	2,088.54	2,165.92	0.10	25.00
	45.00	71	V	1.51	63.00	0.96	6,182.09	5,621.01	0.27	53.95
	67.40	89	VII	1.41	85.00	0.86	9,649.07	8,754.21	0.42	72.37
SITIO 41	31.20	58	III	1.69	46.00	0.89	4,608.36	4,275.94	0.20	51.48
	47.70	72	III	1.76	63.00	0.93	6,758.93	6,126.10	0.29	66.19
	65.50	87	III	1.25	37.00	0.74	9,523.95	8,381.77	0.40	82.13
	83.20	103	III	1.75	49.00	0.91	12,268.97	10,650.44	0.51	98.06
	101.40	117	III	1.47	45.00	0.83	15,361.21	13,625.58	0.65	115.23
	116.10	129	III	1.49	48.00	0.84	17,619.00	15,887.06	0.76	129.94

CAPÍTULO 3:

***COMPORTAMIENTO
ESTÁTICO Y DINÁMICO DE
LOS SUELOS MARINOS DE LA
SONDA DE CAMPECHE.***

COMPORTAMIENTO ESTÁTICO Y DINÁMICO DE LOS SUELOS MARINOS

En este capítulo se discuten y analizan los resultados de las pruebas de laboratorio que proporcionan las características estáticas y dinámicas de los suelos marinos en el área de la Sonda de Campeche.

Existen algunos equipos que utilizan la magnitud y la variación de la resistencia al avance vertical dentro del terreno, tales como penetrómetros, utilizados para explorar la disposición y las características físicas de los estratos del subsuelo. Las variaciones en la resistencia indican cambios en los estratos y los valores numéricos de la magnitud de dicha resistencia permiten estimar algunas de las propiedades físicas de las capas del suelo. A este respecto, los resultados de los sondeos se pueden considerar como ensayos *in situ*.

Estos sondeos comprenden gran variedad de equipos y procedimientos; desde *sistemas rudimentarios de sondeo* para apreciar en forma elemental la consistencia o densidad del subsuelo, al hincar varillas, tubos y rieles, utilizados desde el pasado, hasta los sistemas altamente tecnificados que emplean penetrómetros científicamente diseñados.

Uno de los principales propósitos de estos métodos es el de complementar la información obtenida con la perforación y el muestreo, en los casos en que el subsuelo presenta estructura errática. También permiten identificar la presencia de puntos apreciablemente blandos del subsuelo, ubicados entre perforaciones previas, y para obtener la densidad relativa de suelos con escasa o ninguna cohesión. Muchos de los métodos de sondeo no requieren la apertura previa de cavidades en el terreno, ni su finalidad directa es la de obtener muestras.

Para la ejemplificación de las propiedades tanto estáticas como dinámicas se han tomado dos reportes de sondeos para sitios distintos alejados entre sí, a unos 30.0 km. aproximadamente, los dos ubicados en la bahía de Campeche, encuadrados dentro de un área rectangular limitada por las coordenadas 2,140,000 a 2,180,000 Este y 570,000 a 610,000 Norte, coordenadas de UTM Zona 15. Área en la que existe una importante concentración de infraestructura, y en la que hasta el año de 1996 se habían realizado 30 estudios geotécnicos, en los que se incluyen 3 estudios geofísicos.

INTERPRETACION DE LAS PROPIEDADES ESTÁTICAS DE LOS SUELOS MARINOS

Interpretación de los Datos de las Pruebas de Penetración del Piezocono

Se usan los datos del PCPT principalmente para: (1) evaluar el tipo de suelo y la estratigrafía, y (2) estimar la densidad relativa de los suelos granulares y la resistencia *in situ* al corte sin drenaje de los suelos cohesivos.

Tipo de Suelo. Los gráficos de clasificación de suelos del PCPT presentados por Douglas y Olsen (1981) y Robertson y Campanella (1989) se usaron para clasificar los suelos encontrados en los sondeos. En general, los tipos de suelo obtenidos de la interpretación de los datos del PCPT usando los gráficos mencionados coinciden muy bien con las clasificaciones de suelos basadas en la clasificación visual y los resultados de las pruebas índices de laboratorio.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Densidad Relativa (Compacidad Relativa). Una evaluación de la densidad relativa de los suelos granulares encontrados en los sondeos se llevó a cabo usando la resistencia de la punta del cono del PCPT y la presión efectiva de sobrecarga o el esfuerzo vertical efectivo *in situ*. La densidad relativa se estimó usando una expresión empírica recomendada por Robertson y Campanella (1989), la cual se presenta a continuación:

$$D_r = [1/2.41] \ln [q_c/157 * (\sigma'_{vo})^{0.55}]$$

donde: D_r = Densidad relativa, decimal;
 q_c = Resistencia de la punta del cono, kPa; y
 σ'_{vo} = Esfuerzo vertical efectivo estimado *in situ*, kPa.

La expresión arriba mencionada se basa en estudios originalmente realizados por Schmertmann (1976) y luego modificados por Baldi et al (1986). La expresión tiene ciertas limitaciones, que incluyen:

- Se aplica solamente a arenas que son normalmente consolidadas (el coeficiente de presión lateral de tierra en reposo es de 0.45), arenas de cuarzo moderadamente compresibles, no cementadas, no reacomodadas con aproximadamente el 5 por ciento de mica por volumen, y
- Se limita a un esfuerzo vertical efectivo *in situ* de cerca de 50 t/m². Se ha extrapolado la expresión para el uso a un esfuerzo vertical efectivo *in situ* más elevado.

Donde fue considerado necesario, se hizo una corrección a los valores medidos de q_c para tomar en cuenta el contenido de finos, utilizando la corrección propuesta por Robertson and Campanella (1989)

Para ejemplificar la expresión anterior se tomarán los resultados de un sondeo efectuado en la Sonda de Campeche, donde los valores de la resistencia de la punta del cono (q_c) han sido calculados para un esfuerzo vertical efectivo asumido, y para $D_r = 15, 35, 65, 85$ y 100 por ciento los resultados se presentan gráficamente en la Figura 3.1.

Los valores promedio medidos de q_c durante las pruebas de campo del PCPT también se presentan gráficamente en la Figura 3.1 con el σ'_{vo} *in situ* correspondiente, el cual es calculado del perfil interpretado del peso específico sumergido, el cual se presenta en las Figuras 3.2 y 3.3. La Figura 3.1 indica que la mayoría de los suelos granulares se encuentran en un estado compacto, con arenas locales muy compactas encontradas entre los 53.6 m y los 58.8 m de penetración (para este sitio en particular).

Las resistencias altas de la punta del cono encontradas se deben a la presencia de cementación y fragmentos de concha dentro de algunos estratos. Se debe notar que los suelos granulares en los Estratos II, VII, IX y XI han sido clasificados como suelos granulares predominantemente carbonatados silíceos o carbonatados (contenido de carbonato mayor al 50 por ciento), con un grado variable de cementación, de materiales no cementados a moderadamente cementados.

En estos suelos granulares carbonatados silíceos a carbonatados, la expresión arriba mencionada para estimar la densidad relativa de los datos del PCPT puede ser no aplicable debido a la característica altamente compresible y al grado variable de cementación de estos sedimentos carbonatados. Como tal, las densidades relativas presentadas en la Figura 3.1 para estos estratos deben ser tomadas solamente como aproximaciones.

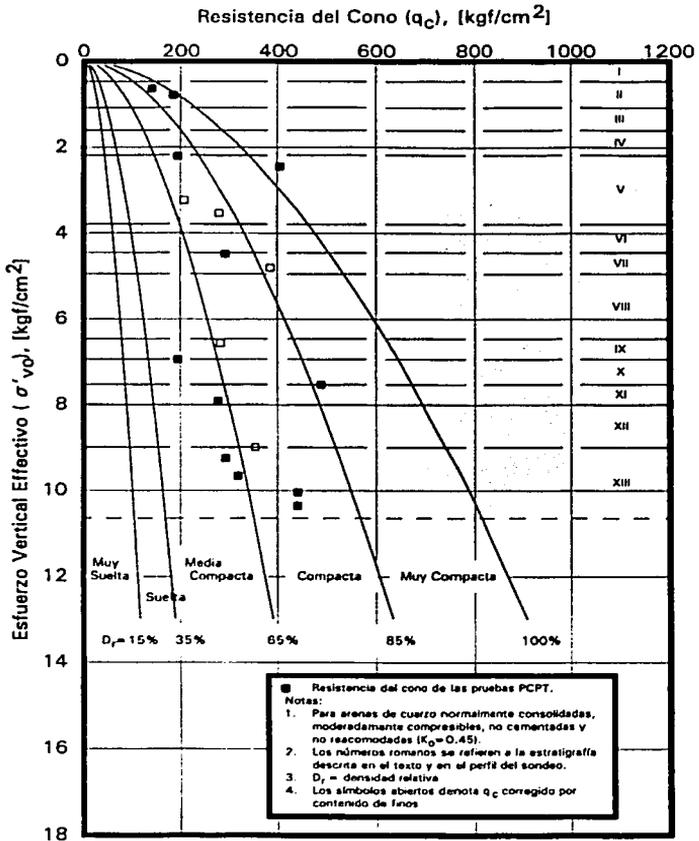
Resistencia al Corte sin Drenaje. Para las arcillas encontradas en el sondeo, los estimados de la resistencia al corte sin drenaje *in situ* se derivaron de los datos del PCPT utilizando la siguiente relación:

$$S_u = q_c/N_k$$

donde: S_u = Resistencia al corte sin drenaje;
 q_c = Resistencia de la punta del cono; y
 N_k = Factor empírico de capacidad de carga.

Generalmente, un factor N_k para la reducción de los datos del PCPT se obtiene mediante una calibración con los datos disponibles de las pruebas de veleta miniatura y de resistencias triaxiales al corte sin consolidación ni drenaje. Esta correlación dio como resultado un rango de 12 a 16 para el factor N_k para los Estratos III y IV, y de 15 a 20 para los estratos más profundos.

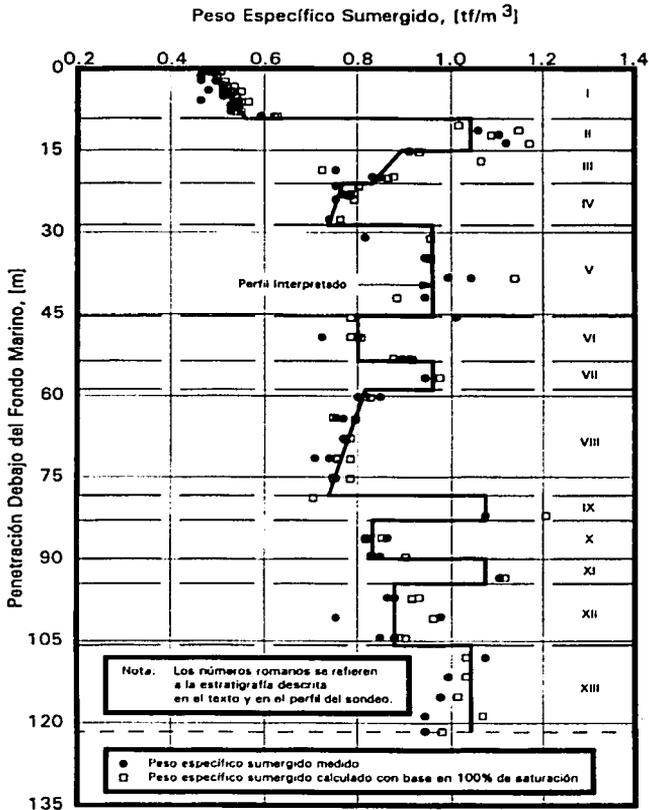
Los rangos resultantes de las resistencias al corte sin drenaje *in situ* interpretadas de los datos del PCPT se presentan en el registro de sondeo y en las Figuras 3.4 y 3.5, junto con los datos de las pruebas de veleta miniatura y de las resistencias triaxiales al corte sin consolidación ni drenaje.



DENSIDAD RELATIVA INTERPRETADA DE LOS DATOS DE PCPT
(por Robertson and Campanella, 1989)

Bahía de Campeche, México

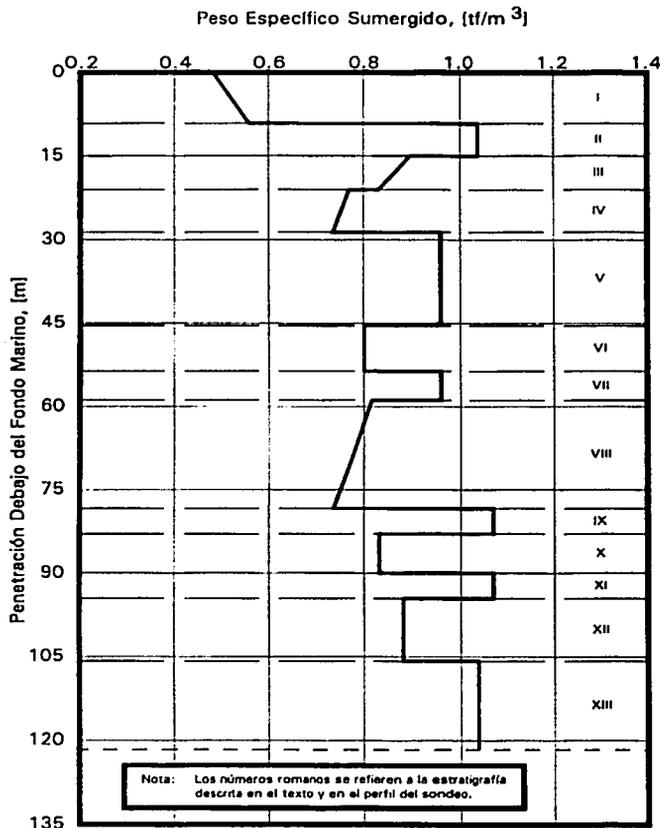
Figura 3.1. Densidad Relativa Interpretada.



PERFILES DEL PESO ESPECIFICO SUMERGIDO MEDIDO Y CALCULADO

Bahía de Campeche, México

Figura 3.2. Peso Específico Sumergido Medido y Calculado.



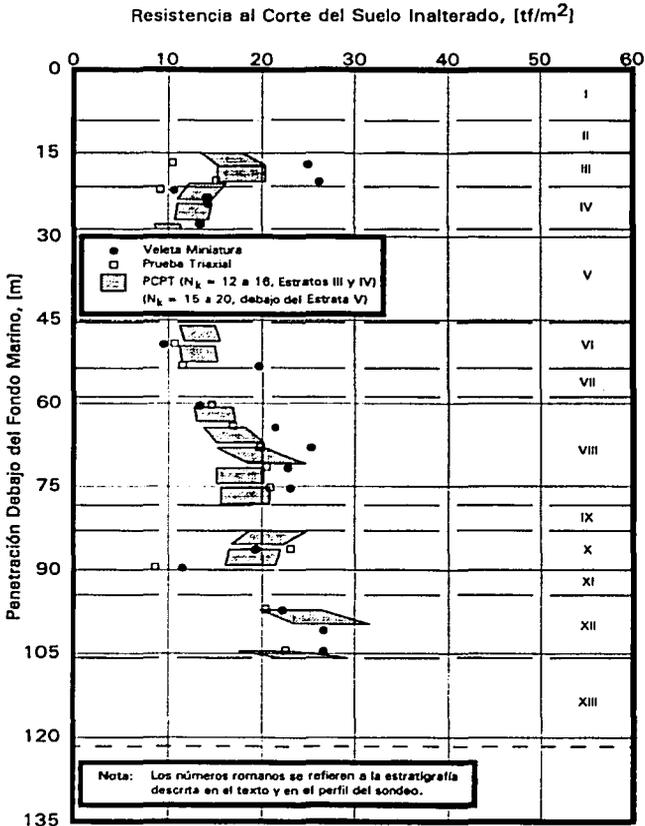
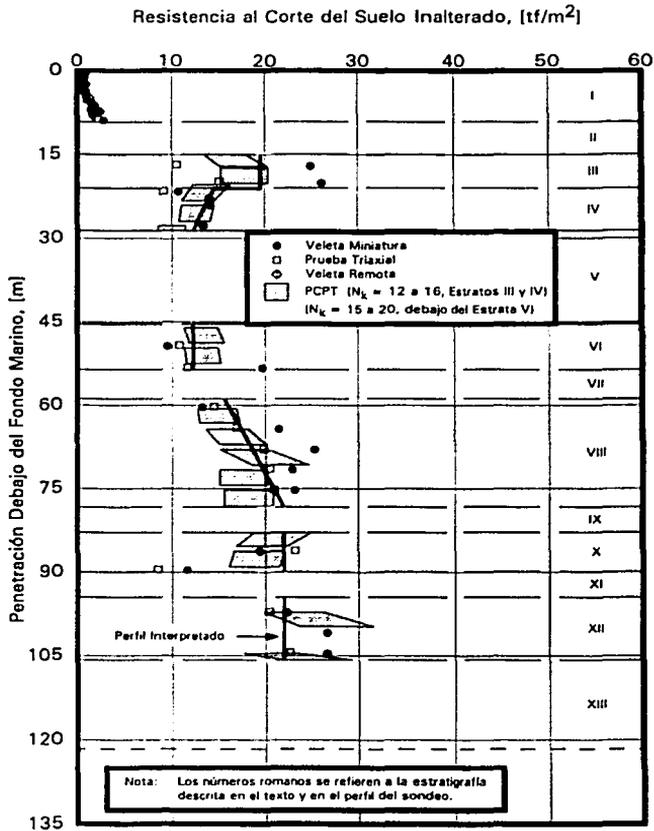


Figura 3.4. Resistencia al Corte Medida.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN



PERFIL DE LA RESISTENCIA AL CORTE DEL SUELO INALTERADO

Bahía de Campeche, México

Figura 3.5. Resistencia al Corte del Suelo Inalterado, Interpretada.

Interpretación de los Datos de las Pruebas de Laboratorio

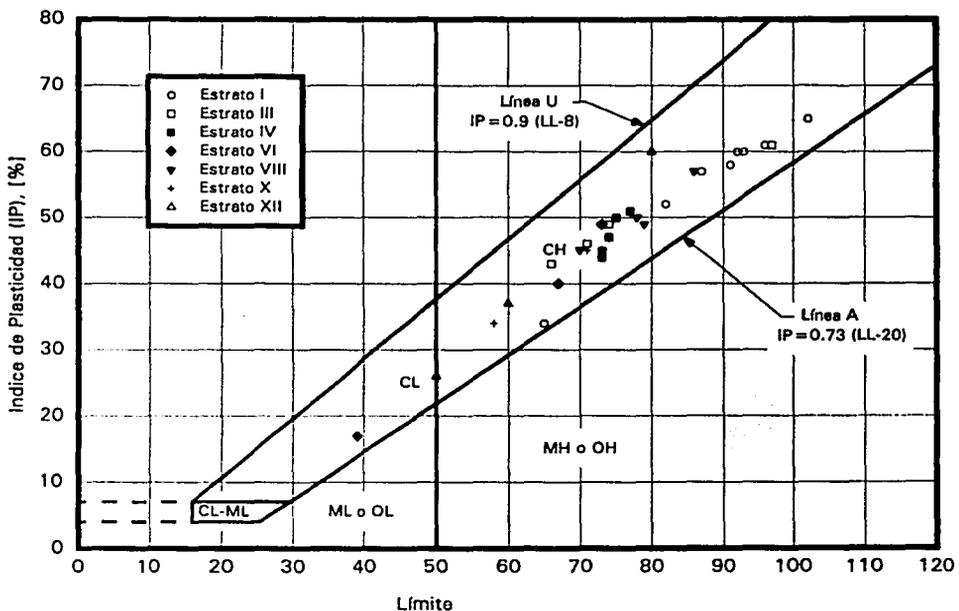
Los siguientes párrafos se concentran en la interpretación y evaluación de los resultados de las pruebas de laboratorio para facilitar la selección de parámetros de suelos para el diseño.

Límites Atterberg. Se realizaron pruebas de límites Atterberg en muestras cohesivas seleccionadas para ayudar en la clasificación de los suelos. Los límites plásticos (LP) y límites líquidos (LL) se presentan gráficamente en el registro de sondeo en la Figura 3.6. Estos resultados también se presentan gráficamente en una carta de plasticidad (Figura 3.7) donde el límite líquido se presenta como una función del índice de plasticidad (IP); el índice de plasticidad se define como la diferencia entre los límites líquidos y plásticos ($IP=LL-LP$). Como se muestra en la Figura 3.7, las muestras cohesivas del sondeo son arcillas altamente plásticas (CH), excepto por una muestra del Estrato VI que clasificó como arcilla magra. La Figura 3.8 muestra la variación del índice de plasticidad (IP) como una función de la profundidad por debajo del fondo marino. La mayoría de los datos de IP caen entre los 40 y 60 por ciento.

Un perfil del índice de fluidez (IF) de las arcillas en el sondeo se muestra en la Figura 3.9. El IF es una propiedad índice que relaciona el contenido natural de humedad (w) de un suelo cohesivo con sus límites Atterberg y se expresa en la siguiente relación:

$$IF = \frac{w - LP}{LL - LP} = \frac{w - LP}{IP}$$

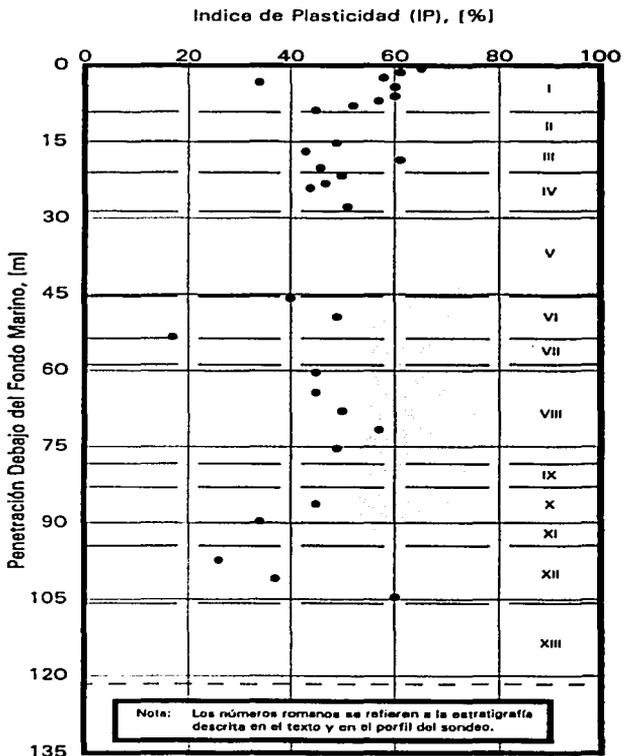
Debido a que la resistencia al corte sin drenaje de un sedimento de arcilla saturada homogénea está relacionada a su contenido de humedad, el índice de fluidez (IF) provee una indicación de la historia de esfuerzos de la formación del suelo. Las tendencias de las resistencias al corte pueden ser predichas observando el perfil del índice de fluidez, y algunos estudios han mostrado que el IF está inversamente relacionado a la resistencia al corte. Un IF de 1.0 o más es representativo de suelos muy blandos sin consolidación, mientras que un valor cercano a 0.0 es una indicación de un suelo sobreconsolidado muy firme. Como se indica en la Figura 3.9, el IF generalmente disminuye desde aproximadamente 0.8 cerca del fondo marino hasta aproximadamente 0.7 al fondo del Estrato I, y disminuye desde 0.4 hasta 0.2 en adelante. Esta tendencia del IF a disminuir sugiere que las resistencias al corte sin drenaje de los suelos de arcilla deben aumentar con la profundidad.



CARTA DE PLASTICIDAD

Bahía de Campeche, México

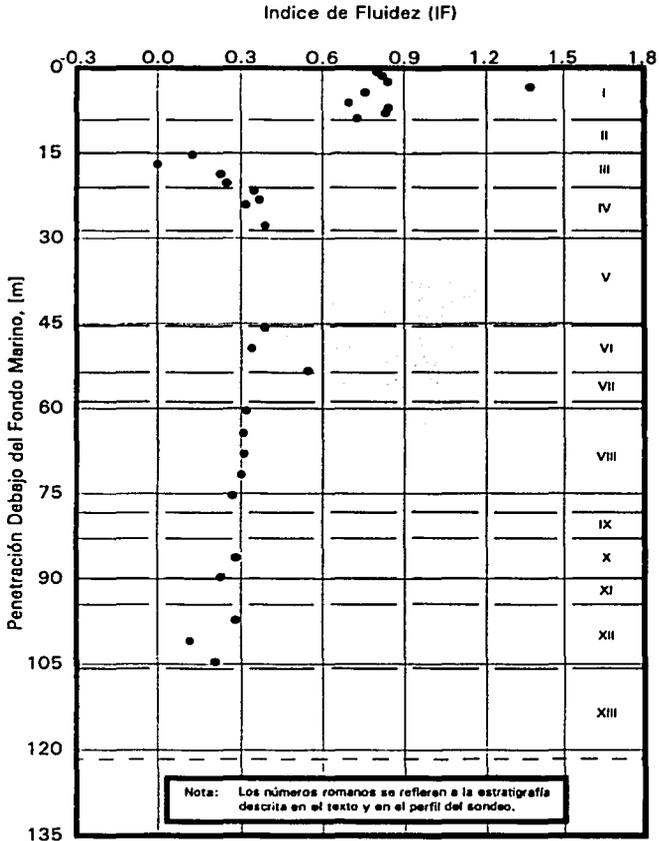
Figura 3.7. Índice de Plasticidad.



PERFIL DEL INDICE DE PLASTICIDAD

Bahía de Campeche, México

Figura 3.8. Variación del Índice de Plasticidad.



PERFIL DEL ÍNDICE DE FLUIDEZ

Bahía de Campeche, México

Figura 3.9. Variación del Índice de Fluidez contra Profundidad.

Gravedad Específica (Peso Específico Relativo). Se realizaron pruebas de gravedad específica (G_s) en muestras selectas de suelo recuperadas de este sondeo. Los valores de G_s se tabulan a continuación, y fluctúan entre 2.70 y 2.81. En base a estos datos de gravedad específica, se usó un valor promedio de G_s de 2.78 para los materiales de arcilla en este sitio. Un valor de G_s de 2.68 fue adoptado para los materiales granulares silíceos y de 2.75 para los materiales granulares carbonatados.

Número de Muestra	Profundidad de la Muestra (m)	Estrato	Gravedad Específica (G_s)
26	7.9	I	2.75
33	12.2	II	2.80
42	18.4	III	2.79
54	24.1	IV	2.81
63	38.4	V	2.70
81	68.0	VIII	2.78

Contenido de Carbonato. Se realizaron pruebas de solubilidad de carbonatos en muestras selectas de suelos empleando el método gasométrico (ASTM D-4373). Los contenidos de carbonato de calcio de los suelos granulares de los Estratos II, VII, IX y XI se encuentran entre 75 y 95 por ciento por peso. Los suelos granulares de los Estratos V y XIII contienen materiales carbonatados entre 5 y 30 por ciento por peso. La mayoría de los suelos cohesivos de los Estratos I, III, IV, VI, VIII, X y XII contienen materiales carbonatados entre 15 y 45 por ciento por peso. De acuerdo al sistema de clasificación que se presenta en la Figura 3.10, los sedimentos granulares de los Estratos V y XIII se clasifican como calcáreos. Los suelos granulares de los Estratos II, VII, IX y XI contienen una cantidad significativa de material de carbonato de calcio y se clasifican como carbonatados silíceos. Los suelos cohesivos de los Estratos I, III, IV, VI, VIII, X y XII se clasifican como arcillas calcáreas.

Se realizaron análisis de difracción con rayos X en muestras selectas de suelos de los Estratos II, V, VII y VIII. Los resultados de estos análisis se presentan en la Figura 3.11. Los resultados de los análisis de difracción con rayos X confirman los contenidos de carbonato determinados por las pruebas de solubilidad realizadas en los mismos especímenes. De acuerdo a los análisis de difracción con rayos X, la mayoría del material carbonatado es calcita, y la fracción restante se compone de aragonita o dolomita.

SISTEMA DE CLASIFICACION DE SUELOS CARBONATADOS						
Grado de Cementación del Suelo	Términos Descriptivos Adicionales Basados en el Origen de los Partículas Constituyentes				Contenido de Carbonato, %	
	No Discernible	Bioclástico	Oolítico	Concha Coral Algáceo Pisolítico		
Suelo Débilmente Hasta Moderadamente Cementado	Tamaño de las Partículas, mm					
	0.002	0.074	4.76	76.2		
	Lodo Carbonatado	Limo Carbonatado	Arena Carbonatada	Grava Carbonatada		90
	Lodo Carbonatado Arcilloso	Limo Carbonatado Silíceo	Arena Carbonatada Silícea	Mezcla de Grava Carbonatada y no Carbonatada		50
Arcilla Calcárea	Limo Calcáreo	Arena Calcárea	Grava	10		
Suelo Bien Cementado	Calcilita	Calcilimolita	Calcarenita	Calcirudita	90	
	Calcilita Arcillosa	Calcilimolita Silícea	Calcarenita Silícea	Calcirudita Conglomerada	50	
	Arcillita Calcárea	Limolita Calcárea	Arenisca Calcárea	Conglomerado Calcáreo	10	
	Arcillita	Limolita	Arenisca	Conglomerado		

<p>Relación de Términos Para la Clasificación de Suelos Carbonatados</p> <p>Algáceo - Compuestos de restos calcáreos producidos por secreciones de algas.</p> <p>Arenáceo - Conteniendo una notable proporción de arena o limo de cuarczo detrítico.</p> <p>Arcilífero - Conteniendo una notable proporción de arcilla.</p> <p>Aurífero - Formado in situ por acción química o bioquímica.</p> <p>Bioclástico - Compuesto de restos fragmentados de organismos.</p> <p>Coral - Esquelero calcáreo de un coral o un grupo de corales.</p> <p>Detrítico - Derivado de fragmentos de roca ya existente.</p> <p>Oolítico - Formado por oolitos (partículas esféricas de 0.25 hasta 2 mm, generalmente de carbonatos).</p> <p>Pisolítico - Formado por pisolitas (partículas redondas de 2 hasta 10 mm, generalmente de carbonatos).</p> <p>Concha - Generalmente la cubierta dura y rígida de un animal, comúnmente calcárea.</p> <p>Silíceo - Conteniendo abundante cuarczo o sílice, por lo general, criptocristalino.</p>	<p>Grado de Cementación</p> <p>(a) Bien cementado - no puede ser roto manualmente, pero los granos pueden ser desprendidos.</p> <p>(b) Débil o ligeramente cementado - puede ser partido manualmente sin dificultad, los granos individuales pueden ser desprendidos.</p> <p>(c) Moderadamente cementado - grado intermedio de cementación.</p> <p style="text-align: right;">(Modificado de Clark y Walter, 1977)</p>
--	---

Figura 3.10. Clasificación de Suelos Carbonatados.

Muestra			Método Gasométrico (Porcentaje por peso)	Análisis de Difracción con Rayos X (Porcentaje por peso)										
Número	Profundidad (m)	Estado		Material con Base en Carbono				Material con Base en Silice						
				Calcita	Aragonita	Dolomita	Total	Cuarzo	Feldespato	Kaolinita	Montmorilonita	Illita	Attapulgitto	Amorfo
33	12.2	II	91	70	21	-	91	2	1	-	-	-	-	6
63	38.4	V	15	8	-	7	15	42	28	2	4	3	2	4
68	49.2	VII	32	16	4	3	23	6	2	14	30	19	2	4
81	68.0	VIII	42	18	5	7	30	5	3	11	37	10	1	3

RESUMEN DE LAS PRUEBAS DE DIFRACCION CON RAYOS X

Bahía de Campeche, México

Figura 3.11. Análisis de Difracción con Rayos X

Distribución Granulométrica. Se realizaron análisis de distribución granulométrica, que incluyen análisis de tamiz y de porcentaje de material que pasa del tamiz No. 200, en muestras representativas de los suelos granulares. La curva de distribución granulométrica para análisis de tamiz y los valores del porcentaje de material pasante del tamiz No. 200 se presentan en la Figura 3.12, y también se presentan gráficamente en el registro de sondeo Figura 3.6. Los análisis indican que los suelos granulares de los Estratos II, VII y IX generalmente contienen arena limosa. En los Estratos XI y XIII, los análisis generalmente indican arena fina. En el Estrato V, los análisis indican arena fina a fina limosa.

Grado de Saturación. En muestras de suelos cohesivos, el grado de saturación de la muestra es indicativo de la alteración de la misma debido a la expansión producida por el alivio del esfuerzo asociado con la recuperación de la muestra a gran profundidad bajo el fondo marino (Whelan, 1979). El grado de saturación (S_r) se puede calcular por medio de la siguiente ecuación:

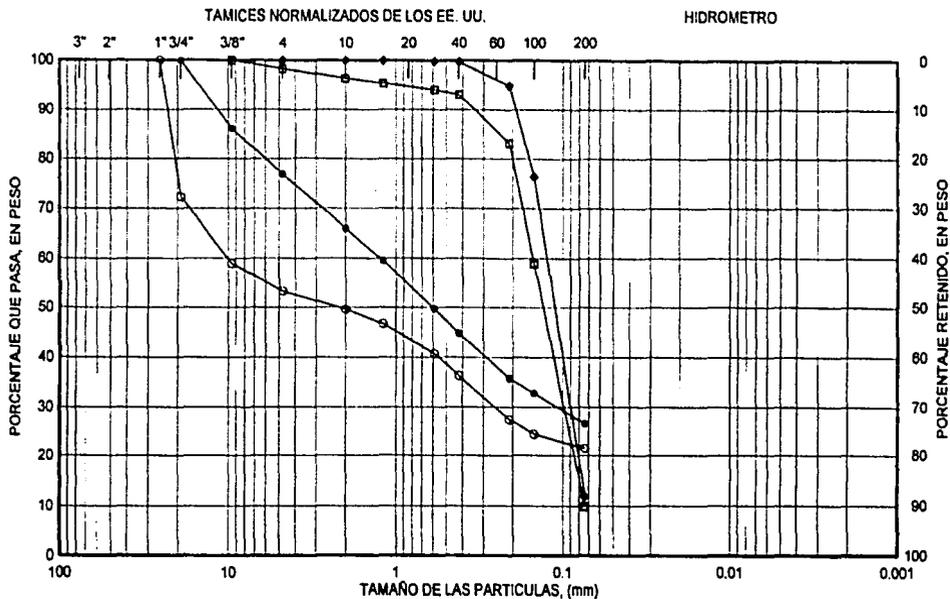
$$S_r = \frac{\gamma_t - [\gamma_t/(1+w)]}{[1 - (\gamma_t/(G_s * (1+w)))]}$$

donde: γ_t = Peso específico total medido, tff/m³;
 w = Contenido de humedad, decimal; y
 G_s = Gravedad específica = 2.78 (valor promedio para los suelos cohesivos).

El valor S_r calculado de las muestras de suelos cohesivos en función de la penetración se presenta en la Figura 3.13. Los valores altos de S_r (generalmente mayores al 90 por ciento) sugieren que las muestras de suelos cohesivos no han experimentado una expansión significativa, confirmando las observaciones en el campo. Por lo tanto, estas muestras no deben haber experimentado ninguna alteración significativa debido al alivio de esfuerzos durante la recuperación de la muestra.

Esfuerzo Vertical Efectivo. Es necesaria la determinación de la historia de esfuerzos del suelo y del perfil de esfuerzo vertical efectivo *in situ* para estimar la resistencia al corte *in situ* de los suelos.

Peso Específico Sumergido. Para desarrollar un perfil del esfuerzo vertical efectivo *in situ*, se necesita un perfil estimado del peso específico sumergido. Durante la investigación de campo, se midieron los pesos específicos sumergidos en todas las muestras cohesivas y, donde fue posible, en muestras de suelos granulares. Estas medidas de densidad se presentan gráficamente en la Figura 3.2.



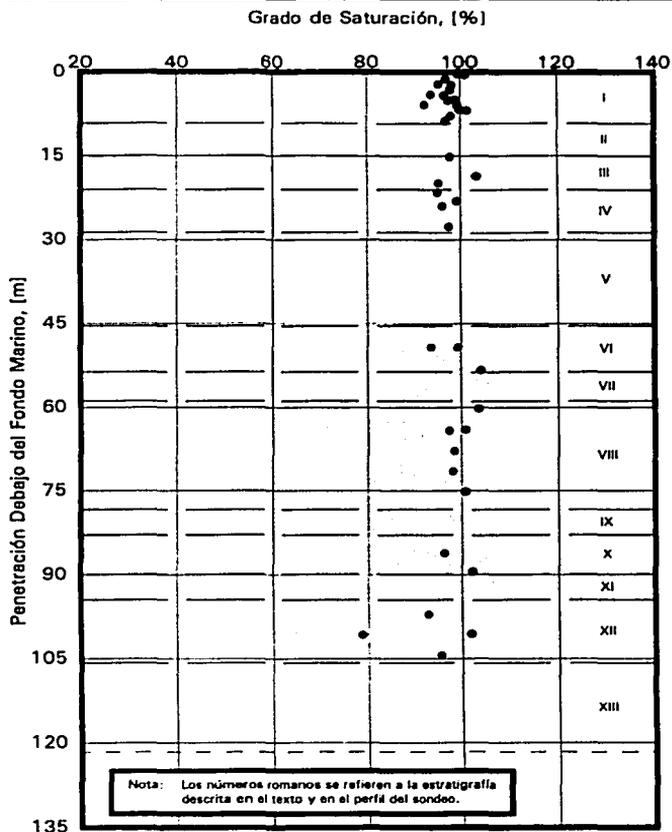
GRAVA		ARENA			LIMO O ARCILLA
GRUESA	FINA	GRUESA	MEDIA	FINA	

MUESTRA	PENETRACION, (m)	CURVA	CLASIFICACION
41	13.9	○—○	ARENA CALCAREA (SP) con fragmentos de concha y coral
62	26.0	□—□	ARENA FINA CALCAREA (SP-SM) con limo y fragmentos de concha
67	.1	◆—◆	ARENA FINA LIMOSA (SM)
82	.9	●—●	ARENA LIMOSA CARBONATADA (SP) con nódulos de calcarenita

CURVAS GRANULOMETRICAS

Bahía de Campeche, México

Figura 3.12. Distribución granulométrica.



PERFIL DEL GRADO DE SATURACION

Bahía de Campeche, México

Figura 3.13. Grado de Saturación según Profundidad.

Para evaluar los efectos de la expansión de las muestras en los pesos específicos sumergidos medidos de las muestras de suelos cohesivos, calculamos los pesos específicos sumergidos teóricos usando el contenido de humedad natural y la gravedad específica, asumiendo que los suelos tienen 100 por ciento de saturación *in situ*. Los pesos unitarios sumergidos teóricos se calcularon usando la siguiente ecuación:

$$\gamma' = \left[\frac{G_s (1 + w)}{1 + w G_s} \right] - 1.0256$$

donde: γ' = Peso específico sumergido calculado, tf/m^3 ;

w = Contenido de humedad, decimal; y

G_s = Gravedad específica = 2.78 (valor promedio para suelos cohesivos);
 2.68 (valor adoptado para suelos granulares silíceos); y
 2.75 (valor promedio para suelos granulares carbonatados).

Los pesos específicos sumergidos calculados de las muestras de suelos cohesivos se han graficado en la Figura 3.2 junto con sus correspondientes pesos específicos sumergidos medidos en el campo. Una revisión de la Figura 3.2 indica que los valores de los pesos específicos sumergidos calculados y medidos de las muestras en todo el sondeo se correlacionan muy bien, sugiriendo aún más, que las muestras de suelos cohesivos no han experimentado ninguna expansión significativa, y por lo tanto no han sido alteradas debido al alivio de esfuerzos durante el muestreo.

Como resultado, la interpretación del perfil de peso unitario sumergido para los suelos de arcilla, como se indica en la Figura 3.2, se basó en los valores de peso específico sumergido medidos y calculados en el campo.

La interpretación del perfil de peso específico sumergido para los suelos granulares, que también se muestra en la Figura 3.2, se desarrolló a partir de mediciones reales de densidad y de los valores de peso específico calculados de la ecuación antes mencionada. La interpretación del perfil de peso específico sumergido para los suelos cohesivos y granulares también se presenta en la Figura 3.3. Esta interpretación del perfil se usó para la interpretación de la historia de esfuerzos del suelo y en nuestros subsiguientes análisis de ingeniería.

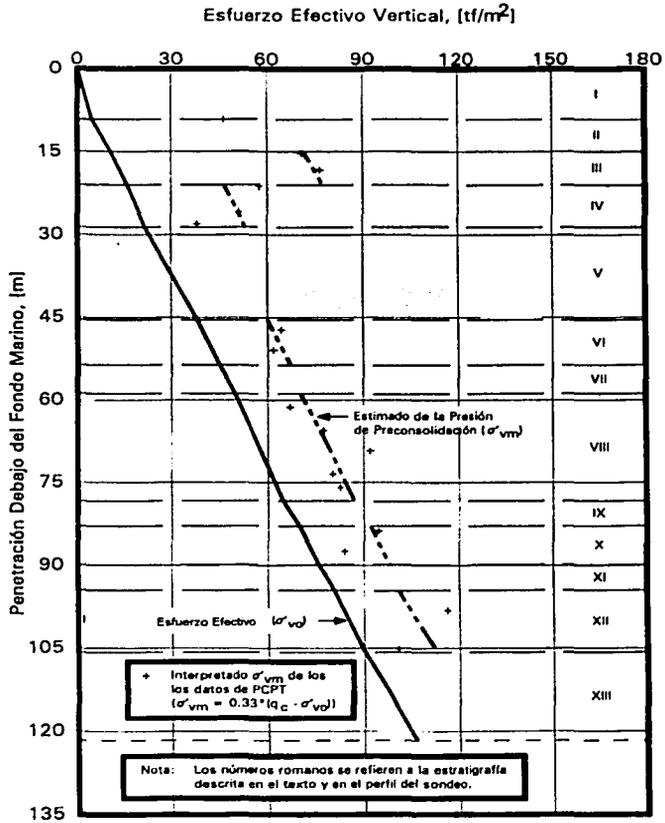
Interpretación de la Historia de Esfuerzos. Un perfil de esfuerzo efectivo *in situ* calculado se presenta en la Figura 3.14. También se presentan gráficamente en la Figura 3.14 las presiones de preconsolidación estimadas de los datos del PCPT, usando la siguiente correlación empírica:

$$\sigma'_{vm} = 0.33 (q_c - \sigma'_{vo})$$

donde: σ'_{vm} = Presión de preconsolidación;

q_c = Resistencia de la punta del cono; y

σ'_{vo} = Presión actual efectiva.



PERFIL ESTIMADO DEL ESFUERZO VERTICAL EFECTIVO IN SITU

Bahía de Campeche, México

Figura 3.14. Esfuerzo Vertical Efectivo Estimado in Situ.

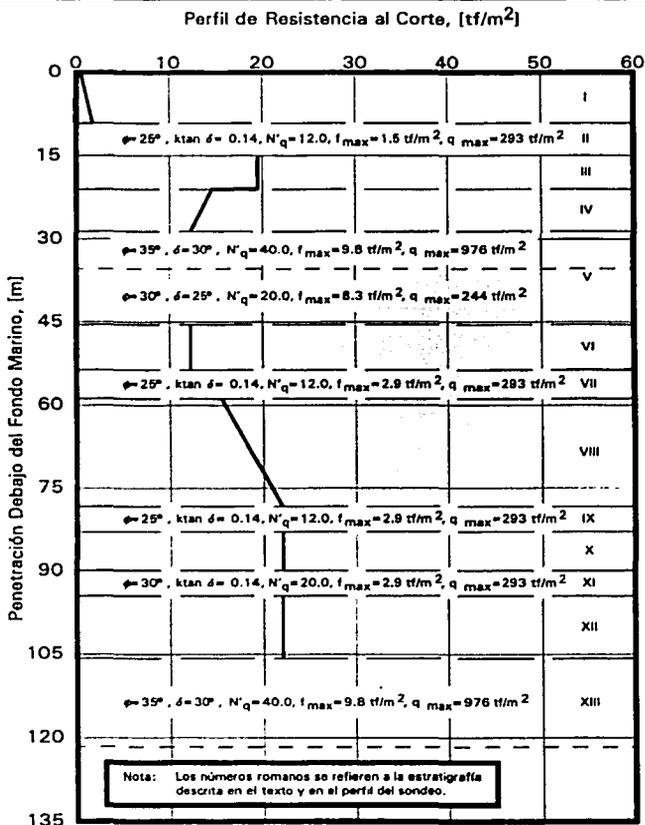
La correlación empírica anteriormente mencionada se desarrolló a partir de los valores medidos de q_c , obtenidos de datos del PCPT, y de los valores interpretados de σ'_{vm} obtenidos de las pruebas de consolidación durante los estudios geotécnicos en 1993 y 1994 realizados para PEMEX en la Bahía de Campeche. Una correlación similar también fue desarrollada por Mayne y Kulhawy (1995). El perfil de presiones estimadas de preconsolidación para el sitio se presenta gráficamente en la Figura 3.14.

La historia de esfuerzos de una formación es definida por su relación de sobreconsolidación (OCR), la cual es la relación de la presión de preconsolidación a la presión actual efectiva. En base a la comparación del perfil de presión actual efectiva y el perfil de las presiones estimadas de preconsolidación que se presentan en la Figura 3.14, las arcillas calcáreas muy blandas a blandas del Estrato I son normalmente consolidadas ($OCR = 1.0$). Las arcillas por debajo de los 4.9 m de penetración son moderadamente sobreconsolidadas, con valores de OCR disminuyendo desde aproximadamente 6.0 en la parte superior del Estrato III hasta aproximadamente 5.0 al fondo del mismo estrato. En el Estrato IV y por debajo de éste, las arcillas son ligeramente sobreconsolidadas, con valores de OCR disminuyendo desde aproximadamente 3.0 en la parte superior del Estrato IV hasta aproximadamente 1.2 al fondo del Estrato XII.

Resistencias al Corte. En esta investigación, las resistencias al corte de las arcillas encontradas en el sondeo se evaluaron a través de pruebas de veleta miniatura (VM), pruebas triaxiales sin consolidación ni drenaje (UU), pruebas de veleta in situ y pruebas de penetración del piezocono (PCPT). Los resultados de las pruebas de resistencia al corte sin drenaje se han graficado en el registro de sondeo y en la Figura 3.5. El perfil de resistencia al corte que se considera que representa mejor la resistencia al corte de las arcillas en el sitio se muestra también en las Figuras 3.5 y 3.15. La selección de los perfiles de resistencia al corte para los suelos de arcilla y los efectos del tipo de procedimientos de muestreo en estos perfiles son discutidos por Dennis y Olson (1983).

Los parámetros de resistencia para los suelos granulares encontrados en los Estratos II, V, VII, IX, XI y XIII también se presentan en la Figura 3.15. Estos parámetros para las arenas predominantemente silíceas en los Estratos V y XIII fueron seleccionados de los valores recomendados del API con base en su gradación como se indicaron en los análisis granulométricos y en las densidades relativas estimadas de los datos del PCPT. Los parámetros de suelo para las arenas carbonatadas silíceas a carbonatadas en los Estratos II, VII, IX y XI fueron seleccionados con base en pruebas de carga de conductor y pilote de prototipo y de escala completa en sedimentos carbonatados similares.

Sensibilidad del Suelo. La sensibilidad del suelo se define como la relación de la máxima resistencia al corte sin drenaje a la resistencia al corte sin drenaje remoldeada, sin ningún cambio en el contenido de humedad (Lambe y Whitman, 1969). En este estudio se utilizaron las resistencias al corte de pruebas de veleta miniatura y triaxiales sin consolidación ni drenaje para evaluar la sensibilidad del suelo.

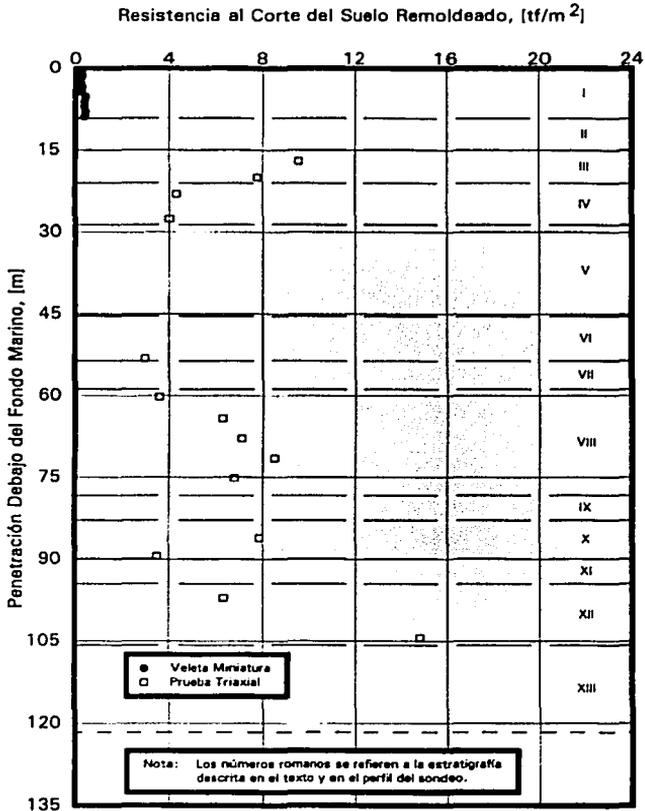
**PARAMETROS DE RESISTENCIA**

Bahía de Campeche, México

Figura 3.15. Resistencia al Corte sin Drenaje.

Los datos de las pruebas de veleta miniatura y triaxiales UU remoldeados se presentan gráficamente en la Figura 3.16. Los valores de sensibilidad del se presentan en la Figura 3.17. Los valores de la sensibilidad del suelo están generalmente entre 2.0 y 4.0.

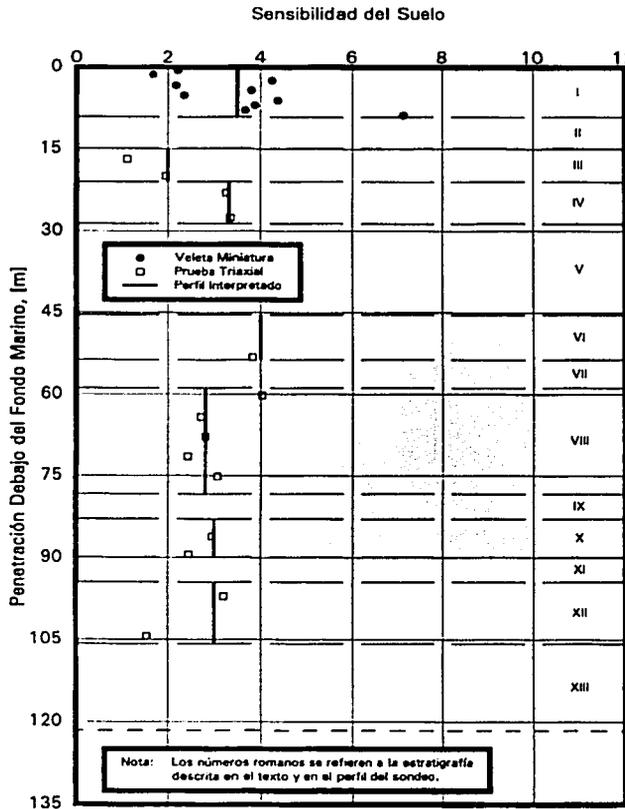
Características de Deformación del Suelo. Se estudiaron las características de deformación del suelo en esta investigación evaluando la deformación correspondiente al 50 por ciento del esfuerzo desviador de falla en una prueba triaxial UU. El nivel de deformación se indica como ϵ_{50} el cual es uno de los parámetros que se requiere para desarrollar las curvas laterales de interacción entre suelo y pilote (datos p-y) para el diseño de pilotes cargados lateralmente en arcillas. Un gráfico de los datos de ϵ_{50} de los Estratos III y IV se presenta en la Figura 3.18. No se realizaron los ensayos triaxiales UU en las muestras de suelos cohesivos del Estrato I debido a la consistencia de las muestras de muy blandas a blandas, tendientes a fallar bajo su propio peso y en el manejo de las mismas antes de realizar los ensayos, lo cual produce valores de ϵ_{50} irrealísticamente altos. Con base en el perfil de la resistencia al corte desarrollado de los datos de las resistencias de la veleta in situ somera y de la veleta miniatura, recomendamos que un valor de ϵ_{50} del 2.0 por ciento sea utilizado para las arcillas muy blandas a blandas del Estrato I para el desarrollo de los datos p-y. Un valor similar ha sido recomendado por Matlock (1970) para su uso en material muy blando cuando los resultados de las pruebas triaxiales no están disponibles. Para las arcillas calcáreas de los Estratos III y IV, se seleccionó un valor de ϵ_{50} del 1.0 por ciento de los resultados de las pruebas triaxiales UU para desarrollar los datos p-y para desarrollar los datos p-y. Para los pilotes enterrados en la arena limosa carbonatada silicea del Estrato II, se requieren los valores del ángulo de fricción (ϕ) y la constante de material (R). La constante de material (R) se basa en un criterio propuesto por Wesselink, et al (1988), para desarrollar los datos p-y para pilotes enterrados en sedimentos granulares carbonatados. Los valores de la constante de material (R) y ϵ_{50} usados para los análisis de los datos p-y en este sitio también se presentan en la Figura 3.19.



PERFIL DE LA RESISTENCIA AL CORTE DEL SUELO REMOLDEADO

Bahía de Campeche, México

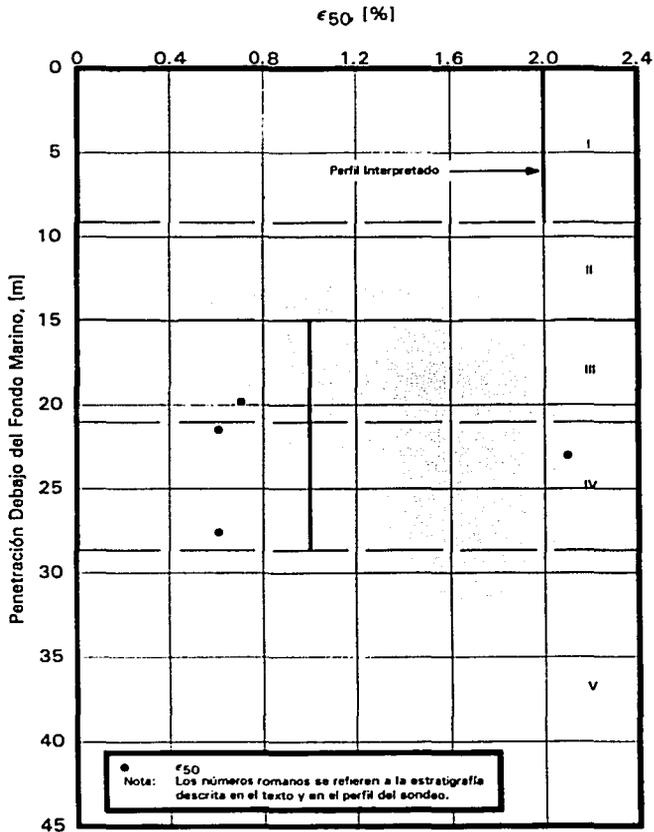
Figura 3.16. Resistencia al Corte del Suelo Remoldeado.



PERFIL DE LA SENSIBILIDAD DEL SUELO

Bahía de Campeche, México

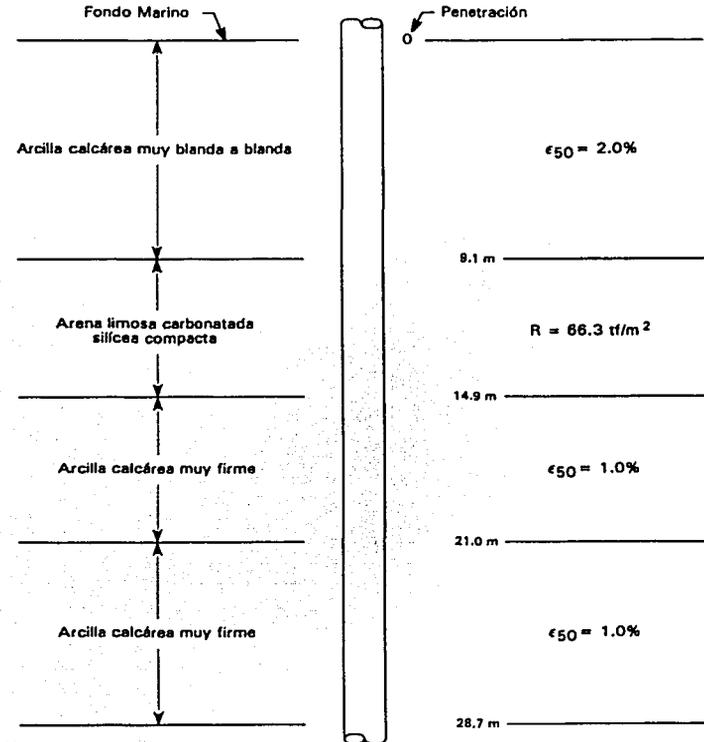
Figura 3.17. Sensibilidad en el Suelo.



PERFIL DE ϵ_{50}

Bahía de Campeche, México

Figura 3.18. Características de Deformación del Suelo.



Notas:

ϵ_{50} es la deformación axial a la mitad del esfuerzo desviador máximo para los suelos cohesivos.

R es la constante de material para los suelos granulares carbonatados.

ESTRATIGRAFIA Y PARAMETROS PARA DATOS P-Y

Bahía de Campeche, México

Figura 3.19. Deformación Axial.

INTERPRETACIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS MARINOS

INTRODUCCIÓN

Los resultados de las pruebas dinámicas de laboratorio específicos al sitio y los resultados de las pruebas estáticas de laboratorio presentados en la primera parte de este capítulo, junto con los resultados de pruebas dinámicas de laboratorio en suelos de tipo similar encontrados en otros sondeos cercanos, se usan para desarrollar las propiedades dinámicas del suelo en un sitio en específico necesarias para los análisis de respuesta del sitio en el campo libre e interacción dinámica entre suelo y pilote. Los siguientes párrafos presentan una discusión sobre la interpretación y evaluación de los resultados de las pruebas dinámicas, los cuales se utilizan para facilitar la selección de los parámetros dinámicos del suelo para diseño.

MÓDULO DE RIGIDEZ AL CORTE A BAJA DEFORMACIÓN

Los módulos de rigidez al corte (G_{max}) a muy bajas deformaciones (10-4 por ciento) se determinaron de las fases de baja amplitud de las pruebas de columna resonante. Se desarrollaron relaciones del módulo de rigidez al corte a baja amplitud (G_{max}) con la presión efectiva de confinamiento (σ'_{co}) para varios tipos de suelos. Estas relaciones se presentan en las Figuras 3.20a a 3.20c.

Los valores de G_{max} presentados en dichas figuras se midieron aproximadamente 24 horas o un ciclo logarítmico de tiempo, el que fuese menor, después de la consolidación primaria (T_{100}). Como se muestra en las Figuras 3.20a a 3.20c, G_{max} se incrementa con el incremento de σ'_{co} para todos los suelos ensayados. Los datos del módulo de rigidez al corte producen una relación lineal del log G_{max} contra el log σ'_{co} para un depósito de suelo particular. Este agrupamiento de datos con poca dispersión es una evidencia de la consistencia en las relaciones entre el módulo de resistencia al corte y la presión efectiva de confinamiento para un depósito de suelo particular.

Las relaciones de log G_{max} versus log σ'_{co} presentadas en las Figuras 3.20a a 3.20c. fueron usadas para estimar el perfil de G_{max} contra penetración en el sitio. Para lograrlo, la presión efectiva de confinamiento en las pruebas de columna resonante fue calculada a partir del esfuerzo vertical efectivo in situ usando la siguiente expresión recomendada por Seed y Peacock (1971):

$$\sigma'_{co} = \left[\frac{(1 + 2K_o)}{3} \right] \cdot \sigma'_{vo}$$

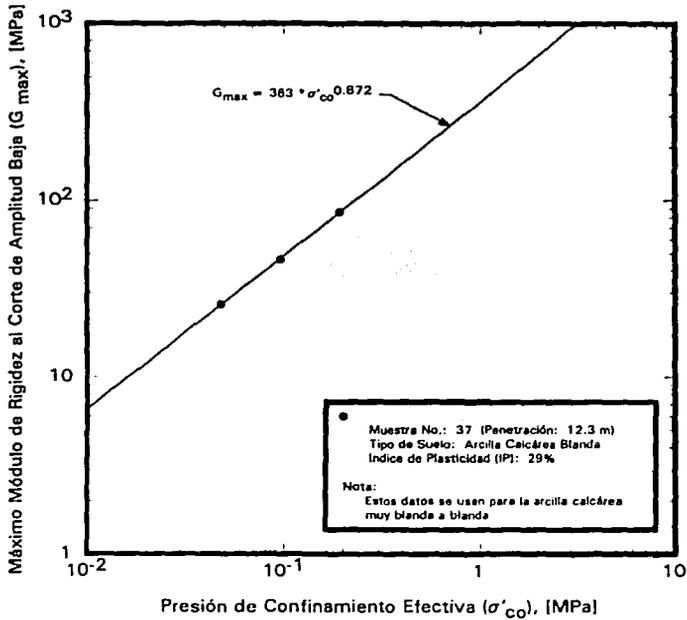
donde: σ'_{co} = presión de confinamiento efectiva promedio en la prueba de columna resonante;

σ'_{vo} = esfuerzo vertical efectivo in situ o presión efectiva de sobrecarga actual; y

K_o = coeficiente de presión lateral de tierra en reposo.

Usando las relaciones de log G_{max} contra log σ'_{co} que se presentan en las Figuras 3.20a a 3.20c, junto con los perfiles de σ'_{vo} (referirse a la Figura 3.14) y los perfiles de K_o , se calculó el perfil de G_{max} contra penetración para cada capa de suelo (ver Figura 3.21).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

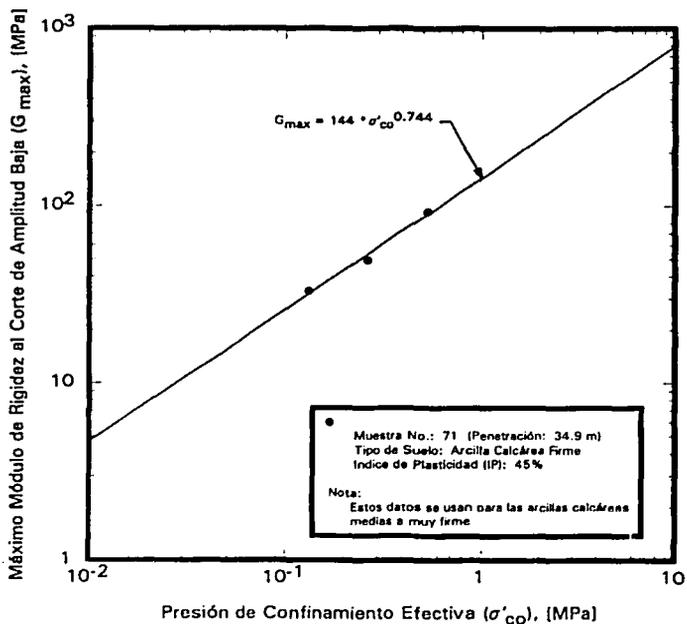


CAMBIO EN EL MODULO DE RIGIDEZ AL CORTE CON LA PRESION DE CONFINAMIENTO

Bahía de Campeche, México

Figura 3.20a. Módulo de Rigidez al Corte con la Presión de Confinamiento.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

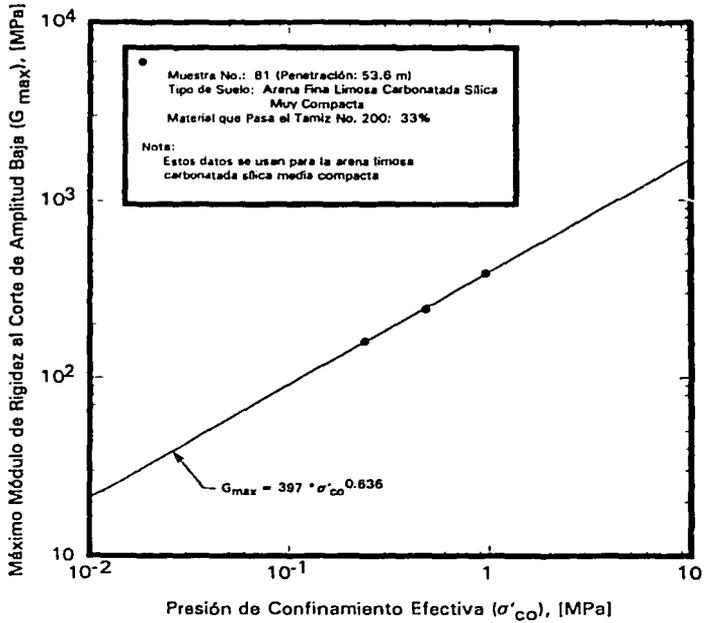


CAMBIO EN EL MODULO DE RIGIDEZ AL CORTE CON LA PRESION DE CONFINAMIENTO

Bahía de Campeche, México

Figura 3.20b. Módulo de Rigidez al Corte con la Presión de Confinamiento.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN



CAMBIO EN EL MODULO DE RIGIDEZ AL CORTE CON LA PRESION DE CONFINAMIENTO

Bahía de Campeche, México

Figura 3.20c. Módulo de Rigidez al Corte con la Presión de Confinamiento.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Los valores de G_{max} en las arcillas también fueron estimados de los datos de resistencia de la punta (q_c) del cono PCPT, usando la relación G_{max}/q_c contra OCR y PI propuesta por Robertson y Campanella (1989). El perfil estimado de G_{max} con base en los datos del PCPT también se presenta en la Figura 3.21. Adicionalmente, el perfil de G_{max} para suelos cohesivos y no cohesivos fue calculado de acuerdo a las siguientes ecuaciones empíricas:

Para arcillas de alta plasticidad, G_{max} fue estimado de las siguientes relaciones desarrolladas por Hardin y Drnevich (1972):

$$G_{max} = \left[\frac{3230 \cdot (2.97 - e)^2}{(1 + e)} \right] \cdot OCR^M \cdot \sigma'_{co}{}^{0.5} \quad \text{donde } e > 0.6$$

Para limos y arcillas de baja plasticidad, G_{max} se estimó de la siguiente relación desarrollada por Kim y Novak (1981):

$$G_{max} = \left[\frac{770 \cdot (2.97 - e)^2}{(1 + e)} \right] \cdot OCR^M \cdot \sigma'_{co}{}^{0.65}$$

- donde:
- G_{max} = módulo de rigidez al corte a baja deformación, kPa;
 - OCR = relación de sobreconsolidación del suelo;
 - M = exponente relacionado con el índice de plasticidad del suelo;
 - σ'_{co} = presión de confinamiento efectiva in situ promedio;
 - e = wGs (relación para estimar la relación de vacíos in situ);
 - w = contenido de humedad medido, decimal; y
 - Gs = gravedad específica medida de los sólidos del suelo.

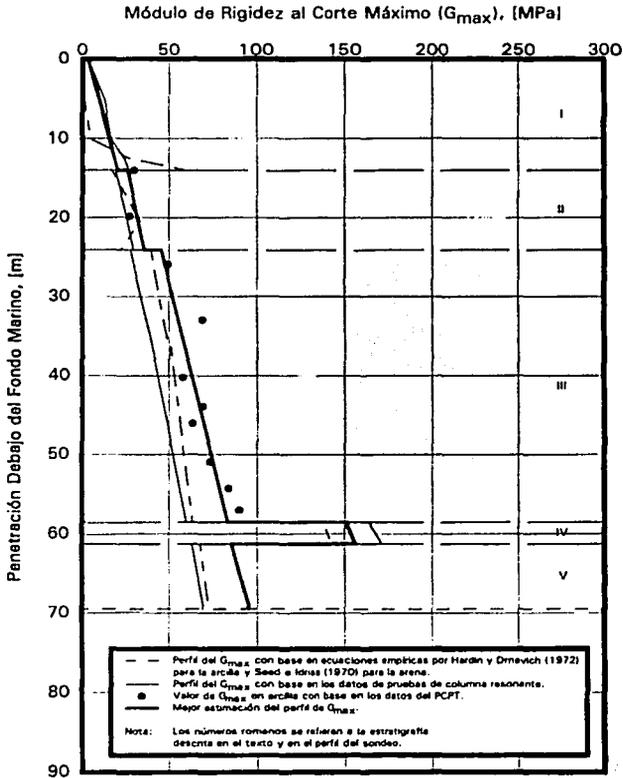
Para los suelos sin cohesión, G_{max} fue estimado a partir de la siguiente relación simplificada desarrollada por Seed e Idriss (1970):

$$G_{max} = 1000 \cdot (K_2)_{max} \cdot \sigma'_{co}{}^{0.5}$$

- donde:
- G_{max} = módulo de rigidez al corte a baja deformación, psf;
 - σ'_{co} = presión de confinamiento efectiva in situ promedio, psf; y
 - $(K_2)_{max}$ = coeficiente del módulo de rigidez al corte a baja deformación.

Los valores de $(K_2)_{max}$ para las arenas se encuentran generalmente en el rango de 30 para las arenas muy sueltas y aproximadamente 75 para las arenas muy compactas (Seed et al, 1986). Los valores teóricos de G_{max} para los suelos cohesivos y no cohesivos determinados de las ecuaciones empíricas mencionadas anteriormente se presentan gráficamente en la Figura 3.21. Los datos de la Figura 3.21 revelan alguna dispersión en los valores obtenidos usando cada uno de los métodos. Para desarrollar el perfil mejor estimado de G_{max} para este sitio, se han considerado también, además de los datos específicos del sitio, los perfiles mejor estimados de G_{max} para los sondeos cercanos en el área. El mejor perfil estimado de G_{max} para esta localización se presenta en la Figura 3.21. Este perfil de G_{max} fue utilizado para realizar los análisis de respuesta del sitio en el campo libre.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



PERFIL MEJOR ESTIMADO DEL MODULO DE RIGIDEZ AL CORTE MAXIMO

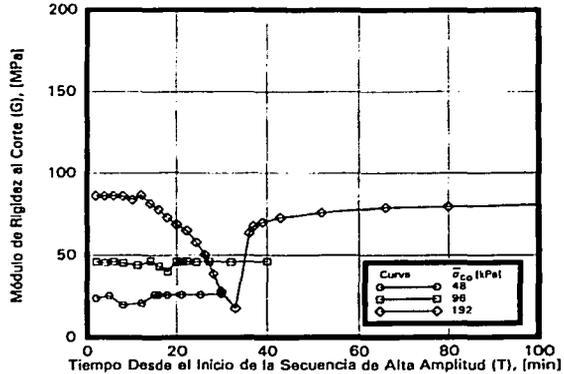
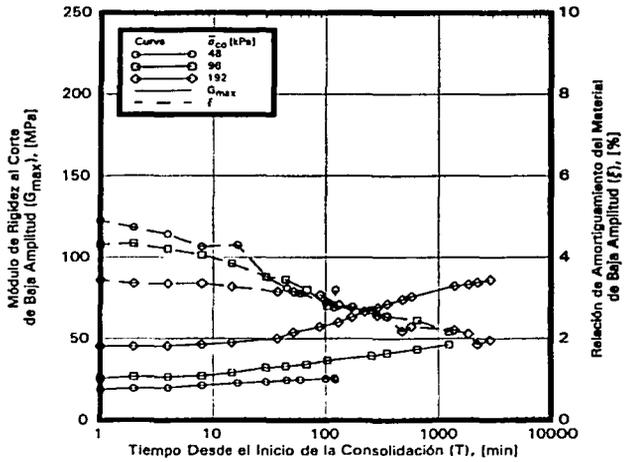
Bahía de Campeche, México

Figura 3.21. Perfil Mejor Estimado del Módulo de Rigidez al Corte Máximo.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Se determinaron datos adicionales del comportamiento del módulo de rigidez al corte y de las características de amortiguamiento del suelo (como un procedimiento estándar) a partir de los resultados de las pruebas de columna resonante. Estas pruebas de laboratorio indicaron que el módulo de rigidez al corte de baja amplitud se incrementa con el incremento en el tiempo de consolidación (T). Este efecto puede observarse en los gráficos de G_{max} contra T que se presentan en la Figura 3.22a, para cada una de las pruebas de columna resonante. El incremento inicial en el módulo de rigidez al corte durante la consolidación primaria se atribuye principalmente al cambio en la relación de vacíos. El incremento en el módulo después de la consolidación primaria se cree que resulta principalmente del fortalecimiento del enlace entre partículas o el endurecimiento por deformación, y se conoce como el efecto a largo plazo (Anderson y Stokoe, 1978). La relación de amortiguamiento de baja amplitud (ξ) generalmente tiende a decrecer con el incremento en el tiempo de consolidación (T). Los gráficos de ξ contra T presentados en la Figura 3.22a muestra esta tendencia.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

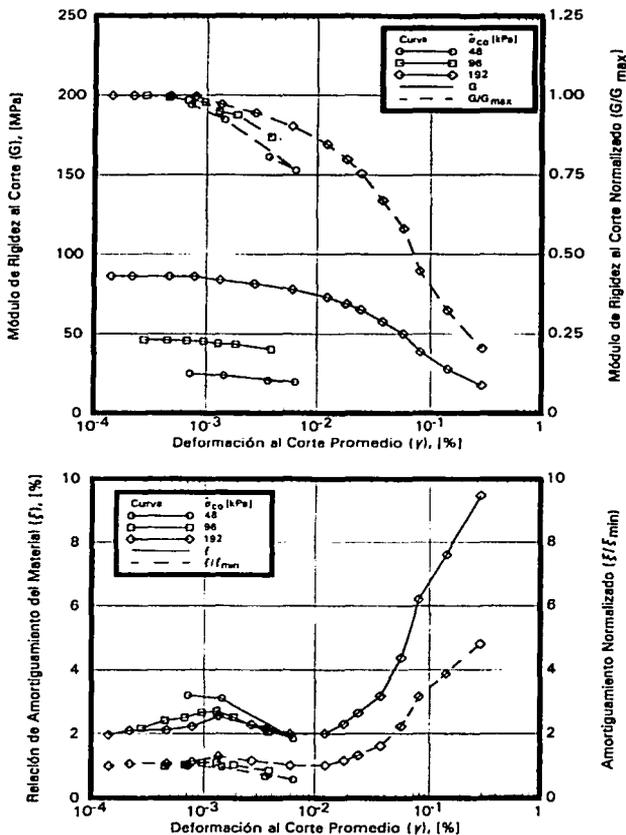


HISTORIA DEL MÓDULO DE RIGIDEZ AL CORTE

Prueba de Columna Resonante
Muestra No. 37 - Penetración: 12.3 [m]

Bahía de Campeche, México

Figura 3.22a. Módulo de Rigidez al Corte a través del Tiempo.



CAMBIO EN MODULO DE RIGIDEZ Y AMORTIGUAMIENTO CON DEFORMACION AL CORTE
 Prueba de Columna Resonante

Muestra No. 37 - Penetración: 12.3 (m)

Bahía de Campeche, México

Figura 3.22b. Módulo de Rigidez al Corte a través del Tiempo.

VARIACIÓN DEL MÓDULO DE RIGIDEZ AL CORTE Y RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO DEL MATERIAL CON DEFORMACIÓN AL CORTE PROMEDIO.

Como bien se ha establecido en varias publicaciones (Stokoe et al, 1980; Seed et al, 1986; Dobry y Vucetic, 1987, y Kagawa, 1992), el módulo de rigidez al corte (G) disminuye, mientras que la relación de amortiguamiento del material (ξ) aumenta con el incremento en los niveles de la deformación al corte cíclica promedio Figura 3.22b. Los resultados indican que la disminución del módulo de rigidez al corte o el aumento de la relación de amortiguamiento del material es insignificante o mínimo para deformaciones al corte cíclicas menores al punto inicial del nivel de deformación cíclica, el cual depende del tipo de suelo. Más allá de este punto inicial, el módulo de rigidez al corte empieza a disminuir significativamente y la relación de amortiguamiento del material aumenta rápidamente. Ya que una sola prueba de laboratorio no es capaz de medir el módulo de rigidez al corte y la relación de amortiguamiento del material sobre el rango completo de interés de deformaciones al corte (10-5 a 3 por ciento), se realizaron pruebas de columna resonante, junto con pruebas de corte simple directo cíclico (DSS) con deformación y esfuerzo controlado para evaluar la degradación del módulo de rigidez al corte y el aumento en la relación de amortiguamiento del material con el aumento en la amplitud de deformación cíclica al corte. Por medio de la combinación de los datos de las pruebas de columna resonante y de DSS cíclicas, se obtienen los gráficos de los módulos de rigidez al corte normalizado (G/G_{max}) y la relación de amortiguamiento del material (ξ) para todo el rango de deformaciones al corte de interés.

Variación del Módulo de Rigidez al Corte. Las curvas de los módulos de rigidez al corte normalizado (G/G_{max}) versus la amplitud de deformación al corte promedio (γ) para $N = 1$ y $N = 25$ se presentan en las Figuras 3.23a a 3.23c; en donde N se define como la cantidad de ciclos de carga en las pruebas de DSS cíclicas. En estas ilustraciones, los módulos de rigidez al corte de las pruebas de columna resonante han sido normalizados con respecto al G_{max} obtenidos de las pruebas correspondientes. Sin embargo, para las pruebas de DSS cíclicas, los módulos de rigidez al corte fueron normalizados con respecto al G_{max} obtenido de la relación correspondiente de logaritmo G_{max} contra logaritmo σ'_{vc} , presentada en las Figuras 3.20a a 3.20c. También, para las pruebas de DSS cíclicas, la deformación al corte promedio se define como la mitad de la amplitud doble de deformación al corte. Para obtener G_{max} para los datos de pruebas de DSS cíclicas, las diferencias en los estados de esfuerzos en los dos tipos de pruebas se tienen en cuenta usando la siguiente ecuación recomendada por Seed y Peacock (1971):

$$\sigma'_{\infty} = \left[\frac{(1 + 2K_0)}{3} \right] \cdot \sigma'_{vc}$$

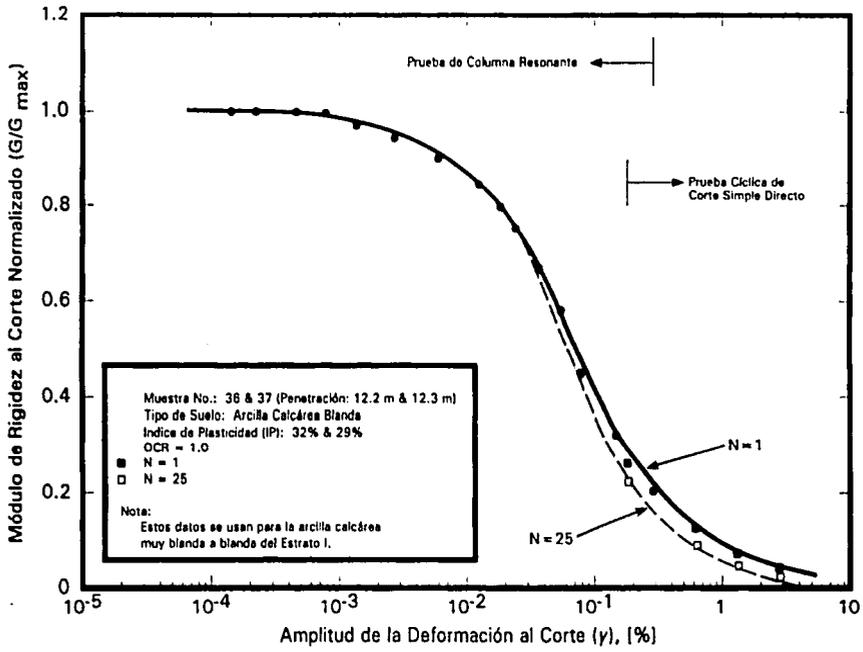
- donde: σ'_{∞} = presión de confinamiento efectiva promedio en la prueba de columna resonante;
 σ'_{vc} = esfuerzo vertical efectivo de consolidación en la prueba de DSS cíclica; y
 K_0 = coeficiente de presión lateral de tierra en reposo.

Esta ecuación asume que los esfuerzos laterales en las pruebas de DSS cíclicas son iguales a los esfuerzos laterales in situ. Para este cálculo, el valor de K_0 de los suelos cohesivos y

granulares en las condiciones de las pruebas, se estima usando las relaciones propuestas por Booker e Ireland (1965) y Jaky (1944), respectivamente, como se discutió anteriormente.

Como se muestra en las Figuras 3.23a a 3.23c, la variación de G/G_{\max} versus γ generalmente produce muy poca dispersión en los resultados y una buena transición entre las pruebas de columna resonante y las de DSS cíclicas. Los valores de G en las Figuras 3.23a a 3.23c de las pruebas de DSS cíclicas se tomaron como los módulos correspondientes a los ciclos primero y vigésimo quinto para cada nivel de deformación al corte cíclica. De acuerdo con Seed et al (1983), el ciclo vigésimo quinto es el número de ciclos equivalente del esfuerzo significativo convertido del esfuerzo cortante versus la relación de las historias de tiempo desarrollado durante un sismo con intensidad de Magnitud 8. Estas curvas de G/G_{\max} fueron usadas para realizar los análisis de respuesta del sitio en el campo libre.

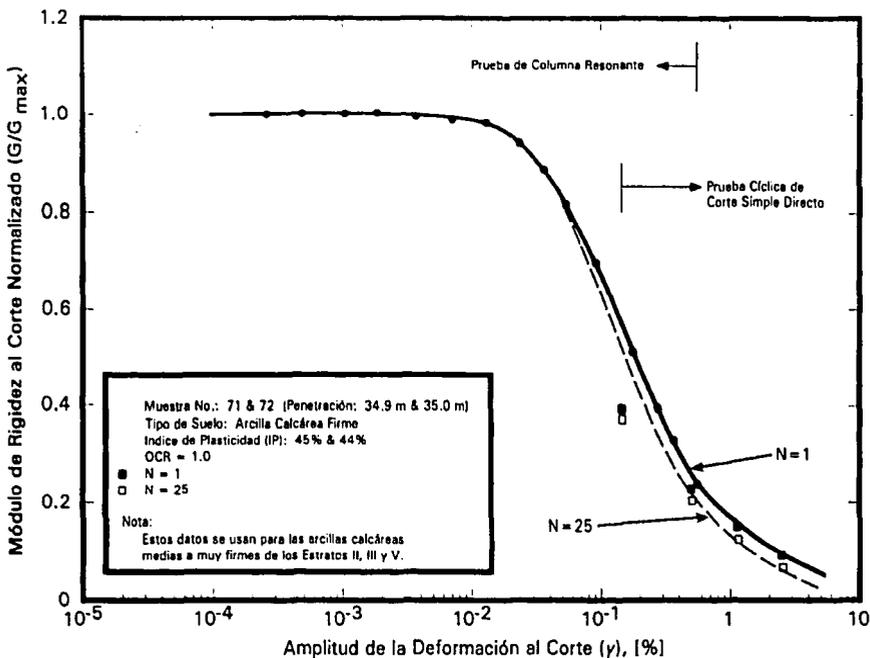
De acuerdo con varios resultados publicados. Las curvas de G/G_{\max} versus γ que se presentan en las Figuras 3.23a a 3.23c, la disminución en el módulo de rigidez al corte es de insignificante a mínima para las deformaciones al corte cíclicas menores a los puntos iniciales del nivel de deformación al corte cíclica, los cuales dependen del tipo de suelo. Más allá del punto inicial del nivel de deformación cíclica, el módulo de rigidez al corte comienza a disminuir significativamente para cada tipo de suelo.



MODULO DE RIGIDEZ AL CORTE NORMALIZADO VERSUS AMPLITUD DE LA DEFORMACION AL CORTE

Bahía de Campeche, México

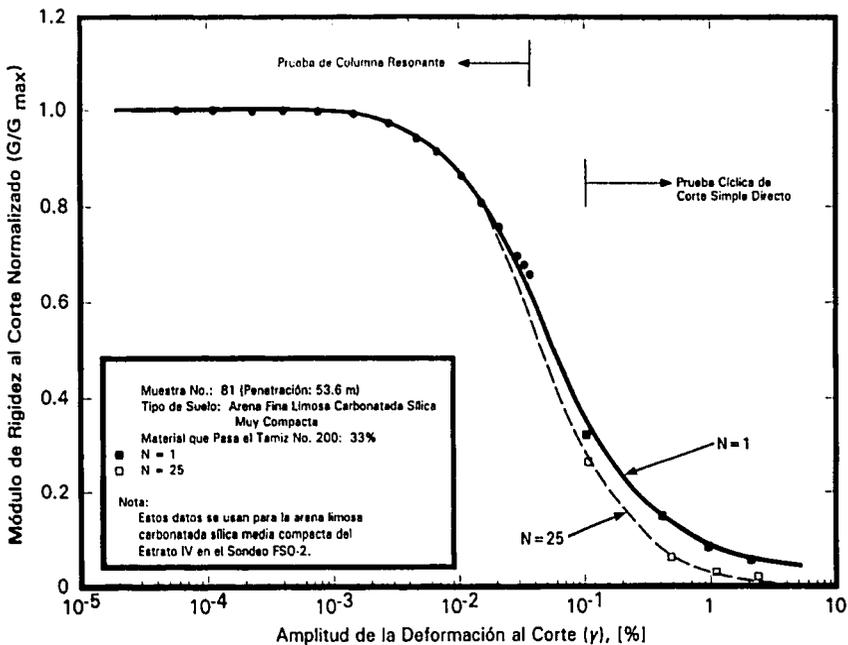
Figura 3.23a. Módulo de Rigidez al Corte Normalizado Vs. Amplitud de la Deformación al Corte.



MODULO DE RIGIDEZ AL CORTE NORMALIZADO VERSUS AMPLITUD DE LA DEFORMACION AL CORTE

Bahía de Campeche, México

Figura 3.23b. Módulo de Rigidez al Corte Normalizado Vs. Amplitud de la Deformación al Corte.



MODULO DE RIGIDEZ AL CORTE NORMALIZADO VERSUS AMPLITUD DE LA DEFORMACION AL CORTE

Bahía de Campeche, México

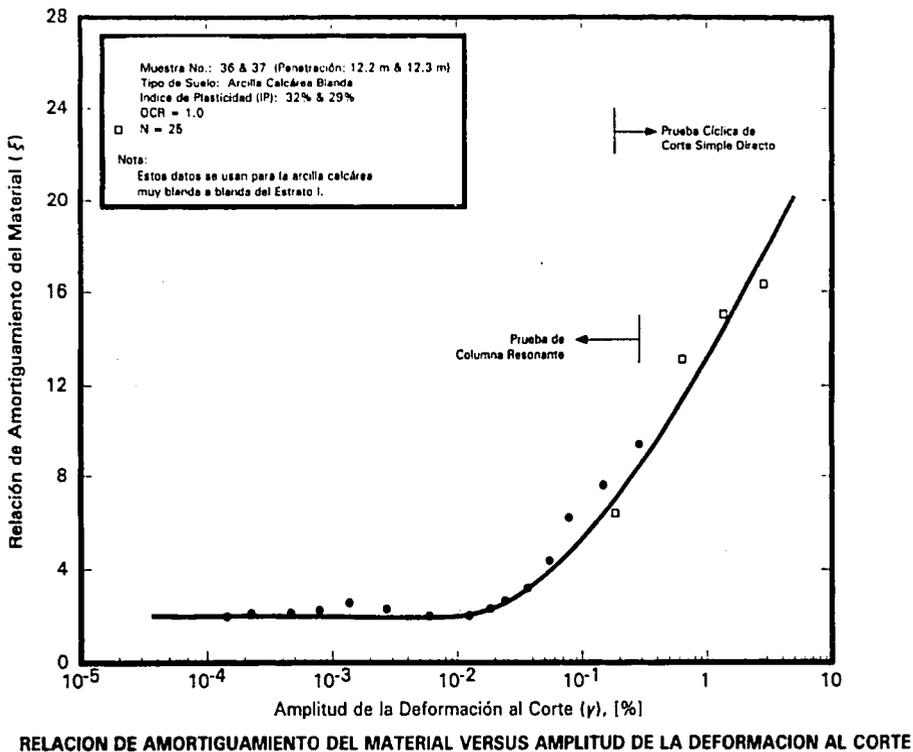
Figura 3.23c. Módulo de Rigidez al Corte Normalizado Vs. Amplitud de la Deformación al Corte.

Variación de la Relación de Amortiguamiento del Material. Las Figuras 3.24a a 3.24c presentan los gráficos correspondientes de la relación de amortiguamiento del material (ξ) versus la deformación al corte cíclica promedio (γ), donde los valores de ξ a bajas deformaciones al corte representan los valores obtenidos durante la última etapa de la prueba de columna resonante y son valores que se determinan por el método del factor estacionario de magnificación. Estos valores concuerdan muy bien con las relaciones del amortiguamiento del material determinadas periódicamente durante las pruebas usando el método de decadencia de la amplitud de vibración libre. Las relaciones de amortiguamiento del material en las pruebas de DSS cíclicas fueron derivadas de valores de capacidad de amortiguamiento estacionario y fueron tomadas como la relación de amortiguamiento del ciclo vigésimo quinto para cada nivel de deformación al corte cíclica.

De acuerdo con varios resultados publicados, se muestran en las Figuras 3.24a a 3.24c que las relaciones de amortiguamiento del material son constantes para deformaciones cíclicas al corte menores al nivel límite de deformación al corte cíclica, el cual depende de los tipos de suelo. Más allá de este límite, la relación de amortiguamiento del material empieza a incrementarse rápidamente para todos los tipos de suelos.

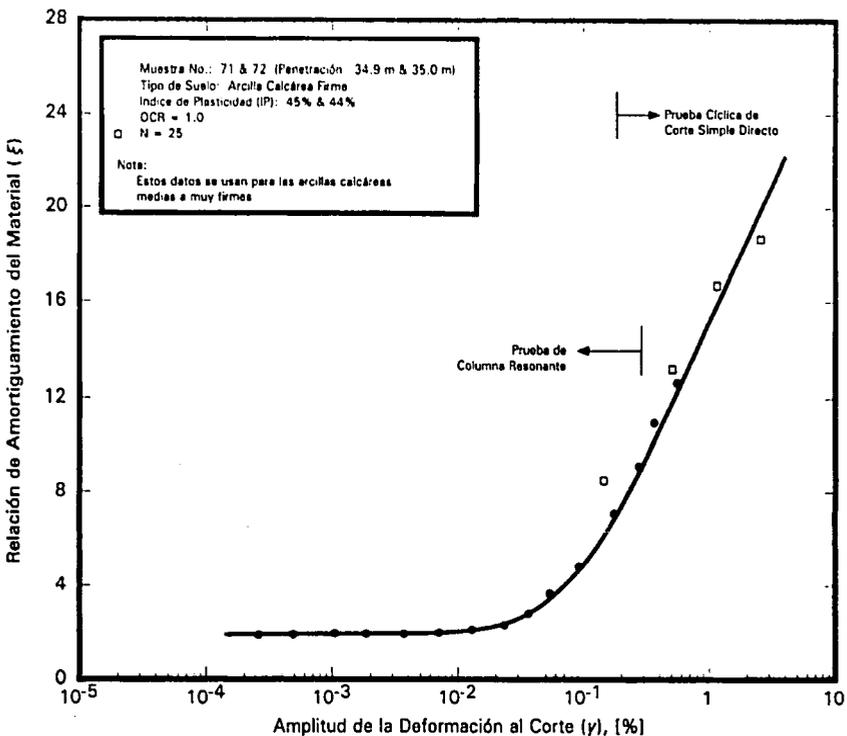
AUMENTO EN LA PRESIÓN DE POROS BAJO CARGAS CÍCLICAS

Durante la aplicación de la carga cíclica a los sedimentos granulares cercanos al fondo marino, la presión de poros aumenta y puede llevar a la movilidad/licuefacción de los sedimentos. Se pueden utilizar pruebas cíclicas DSS con control de esfuerzos para determinar el potencial de licuefacción de los sedimentos granulares. En las pruebas DSS cíclicas con control de esfuerzos, el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) se monitoréa continuamente. La disminución en el esfuerzo vertical efectivo durante estas pruebas a volumen constante es esencialmente equivalente al aumento en la presión de poros en el caso en que no se permite el drenaje. Este fenómeno se ilustra en la Figura 3.25 como un gráfico de la relación del esfuerzo cíclico promedio (τ_{cy}/σ'_{vc}) versus el número de ciclos (N). Los datos presentados en la Figura 3.25 provienen de pruebas cíclicas de DSS con esfuerzo controlado en especímenes múltiples realizadas en muestras similares de arena carbonatada obtenidas de estratos localizados en la vecindad del Sondeo. Los resultados indican que para una relación específica de esfuerzo cíclico, la presión de poros aumenta con el incremento en el número de ciclos hasta que el suelo se licúa. El punto de "licuefacción" en las pruebas DSS cíclicas se define como el momento en el cual la muestra alcanza un nivel de deformación de 3 a 4 por ciento de deformación al corte a doble amplitud o cuando el aumento en la presión de poros alcanza el 100 por ciento



Bahía de Campeche, México

Figura 3.24a. Amortiguamiento del Material Vs. Amplitud de Deformación al Corte.



RELACION DE AMORTIGUAMIENTO DEL MATERIAL VERSUS AMPLITUD DE LA DEFORMACION AL CORTE

Bahía de Campeche, México

Figura 3.24b. Amortiguamiento del Material Vs. Amplitud de Deformación al Corte.

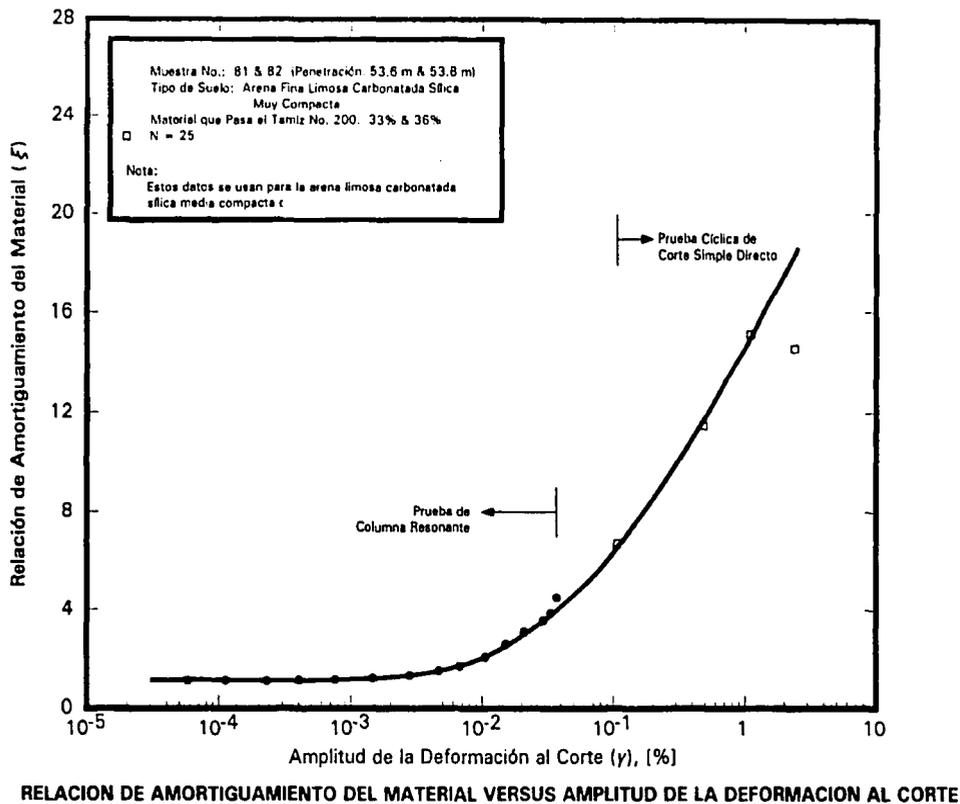
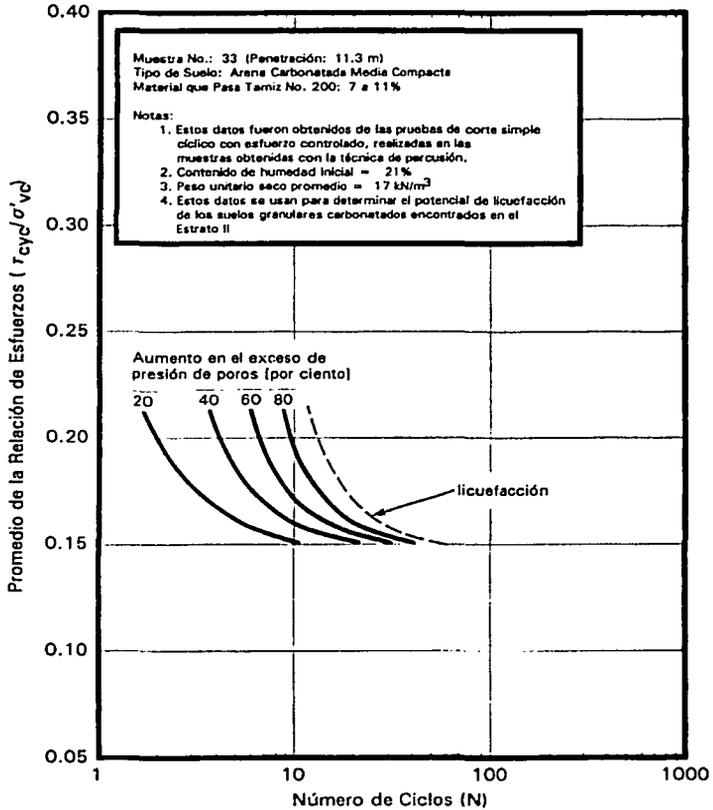


Figura 3.24c. Amortiguamiento del Material Vs. Amplitud de Deformación al Corte.



AUMENTO EN EL EXCESO DE PRESION DE POROS DEBIDO A LA DEFORMACION CICLICA AL CORTE

Bahía de Campeche, México

Figura 3.25. Presión de Poros.

EFFECTOS DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN

Se estudiaron los efectos de la velocidad de la deformación en el comportamiento de esfuerzo-deformación de las arcillas comparando los datos de esfuerzo-deformación de las pruebas DSS estáticas con los datos de las pruebas de DSS. Se realizaron pruebas de DSS estáticas y rápidas en muestras de arcilla. Los resultados de las pruebas se presentan en la Figura 3.26, la cual muestra que la velocidad de deformación no tiene efecto en la resistencia al corte de la arcilla. Sin embargo, basado en los resultados de varias pruebas rápidas DSS realizadas en arcillas moderadamente a altamente sobreconsolidadas similares obtenidas de otros sitios, se adoptó un incremento en la resistencia al esfuerzo cortante (β) de 5 por ciento por ciclo logarítmico (con referencia a la resistencia al esfuerzo cortante a una velocidad de deformación del 1 por ciento por hora), este valor fue usado para evaluar los efectos de la velocidad de deformación en la interacción dinámica entre suelo y pilote en la arcilla del Estrato III.

Para las arcillas altamente plásticas, normalmente consolidadas, muy blandas a blandas, similares a las encontradas en el Estrato I en este sitio, se obtuvo un promedio de β de 12 a 14 por ciento. Como resultado, se adoptó un valor de β de 12 por ciento para la arcilla en el Estrato I. Debajo del Estrato III, los efectos de la velocidad de deformación en la interacción dinámica entre suelo y pilote son insignificantes.

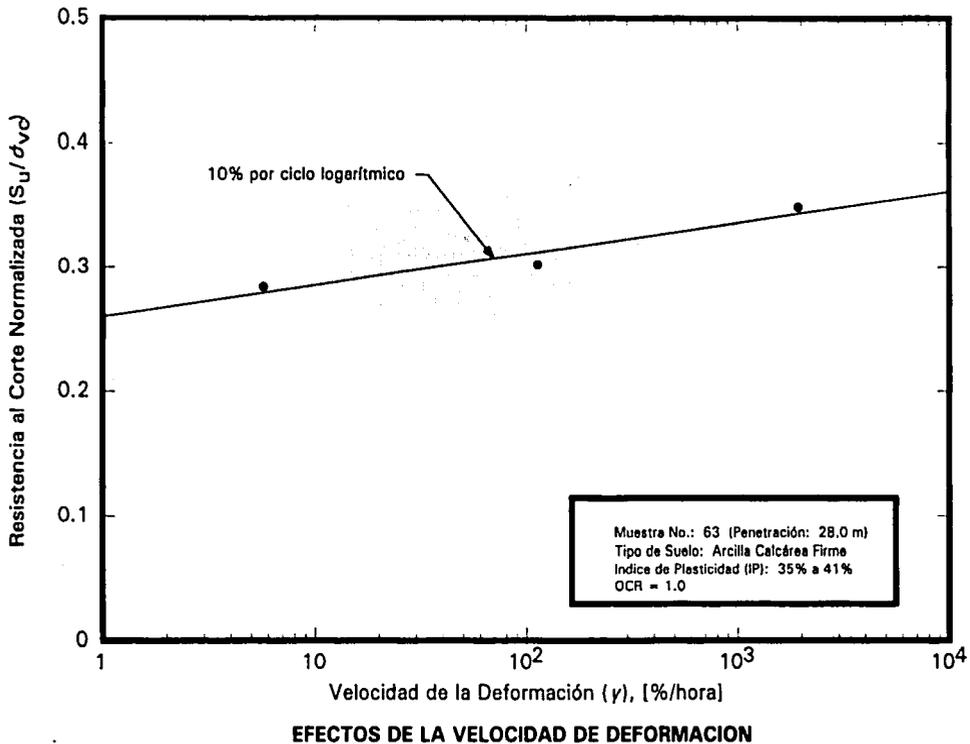


Figura 3.25. Efectos de la Velocidad de Deformación.

Bahía de Campeche, México

CAPÍTULO 4:

*MODELO MATEMÁTICO DEL
COMPORTAMIENTO DEL
SUELO.*

ANTECEDENTES

El medio ambiente fuera de la costa, se caracteriza por las cargas dinámicas frecuentes a las que están sometidas las estructuras flexibles de gran tamaño construidas en condiciones poco usuales y desplazadas en suelos difíciles. Las cimentaciones a partir de pilotes juegan un papel importante en este ambiente adverso.

Si durante la ocurrencia de un sismo intenso la cimentación de una de estas estructuras falla, ya sea por deformaciones excesivas, por licuación, o por cualquier otra razón, poco se habrá ganado en un análisis y un diseño estructural hechos con toda la técnica de que se disponga. Si hay falla en la cimentación, la estructura estará de alguna manera fuera de servicio con las consiguientes pérdidas económicas, o lo que puede llegar a ser más grave, con pérdidas de vidas humanas.

Dada la compleja estructura que conforma a un suelo, compuesto por los tres estados de la materia, combinados en un solo material, sólido, líquido y gaseoso, su comportamiento estático y dinámico, necesariamente debe de ser de mayor complejidad que el de aquellos materiales en los cuales alguna o algunas de las tres fases carece de importancia, o tiene importancia relativamente inferior. Por esta razón el comportamiento dinámico de los suelos es apenas parcialmente conocido en la actualidad, lo que si esta claramente establecido es la fuerte no linealidad de las relaciones esfuerzo contra deformación de los suelos en la mayoría de los casos.

El comportamiento no lineal ante esfuerzo-deformación y las características de degradación de los suelos de cimentación son utilizadas para efectuar los análisis sísmicos de respuesta del sitio e interacción dinámica entre suelo y pilote, que pueden ser representados por la relación dinámica del módulo de rigidez al corte (G/G_{max}) y la relación de amortiguamiento del material (ξ) de los suelos para un rango de amplitudes de deformación angular. La investigación del comportamiento del suelo ante las cargas cíclicas producidas por sismos es de suma importancia, debido a que estas pueden producir:

- a) Movilidad cíclica y/o licuefacción de los suelos granulares, y
- b) Degradación del comportamiento esfuerzo-deformación (rigidez y resistencia) de los suelos cohesivos, siendo significativos para el rendimiento del pilote debido a que se pueden desarrollar grandes deformaciones de corte en los suelos circundantes al pilote, especialmente para los suelos cercanos al fondo marino.

La respuesta de las cimentaciones piloteadas sujetas a cargas dinámicas tiene gran influencia en la factibilidad, diseño, costo y confiabilidad de las plataformas marinas. Sin embargo, para establecer métodos de análisis con el fin de estudiar estas cimentaciones es necesario conocer primero los aspectos más relevantes del comportamiento del suelo en contacto con los pilotes. Esto se logra mediante estudios experimentales en los que las condiciones de campo se simulan empleando equipos de laboratorio adecuados. En el caso de las arcillas de la Sonda de Campeche, se requiere estudiar la respuesta del suelo ante sollicitaciones dinámicas.

El comportamiento dinámico se modela a partir de los resultados de ensayos con columna resonante. Los suelos se ensayan bajo condiciones representativas de las que se presentan en los depósitos arcillosos de la Sonda de Campeche al ocurrir un sismo. Por ello los resultados de los

ensayos dinámicos son aplicables únicamente en casos de sismo.

Los estudios geotécnicos en la Sonda de Campeche han sido efectuados por diferentes compañías, tanto nacionales como extranjeras, las cuales usan diferentes técnicas de exploración, muestreo y procedimientos para la ejecución de las pruebas de laboratorio. Por el grado de especialización de las exploraciones tanto del personal que realiza el muestreo, el que hace la manipulación de las muestras y el que realiza las pruebas en el laboratorio, así como del equipo costa-fuera y en el laboratorio en tierra, se puede decir que la exploración geotécnica marina es sumamente costosa.

El módulo dinámico de cortante G_{max} se puede evaluar con base en una serie de relaciones empíricas obtenidas a partir de los resultados de amplios programas experimentales que se desarrollaron principalmente en los Estados Unidos y Japón entre 1960 y 1980, habiendo investigación de este tipo también en México y Latinoamérica en las últimas dos décadas.

En este trabajo se describen los resultados de pruebas dinámicas efectuadas con la columna resonante y se comparan con algunas correlaciones empíricas propuestas por investigadores en la materia, enlistándose a continuación: Hardin & Drnevich, Kim & Novak, el método de cálculo y sustitución de ondas de corte (C_s), el método de utilización de el esfuerzo de confinamiento (σ'_{co}).

MÓDULO DE RIGIDEZ MÁXIMA SEGUN HARDIN & DRNEVICH, KIM & NOVAK

Según Hardin & Drnevich el módulo de rigidez al cortante esta condicionado por una serie de parámetros que a continuación se enlistan.

1. La relación de vacíos (e).
2. La relación de sobreconsolidación (**OCR**), que involucra al esfuerzo vertical efectivo actual (σ'_{vm}) y al estimado de la presión de preconsolidación (σ'_{vm}).
3. El parámetro **M** que depende del índice de Plasticidad (**IP**) y varía no linealmente de 0 a 0.5, para un IP de 0 a 100.
4. La presión de confinamiento efectiva (σ'_{co}), que involucra al esfuerzo vertical efectivo actual (σ'_{vm}) y al coeficiente de presión lateral de tierras en reposo (**K_o**).

Cuando ha existido consolidación previa de un depósito Hardin & Drnevich recomiendan tener presente la relación de sobreconsolidación OCR, lo cual se puede hacer mediante la expresión siguiente, para el cálculo de G_{max} para arcillas de alta plasticidad,

Para: $e > 0.6$.

$$G_{max} = \left[\frac{3230 * (2.97 - e)^2}{(1 - e)} \right] * OCR^M * \sigma'_{co}{}^{0.5}$$

Para limos y arcillas de baja plasticidad, G_{\max} se estimó de la siguiente relación desarrollada por Kim & Novak.

Para: $e > 0.6$.

$$G_{\max} = \left[\frac{770 * (2.97 - e)^2}{(1 - e)} \right] * OCR^M * \sigma'_{\infty}{}^{0.65}$$

- donde:
- G_{\max} = módulo de rigidez al corte a baja deformación, kPa;
 - OCR = relación de sobreconsolidación del suelo;
 - M = exponente relacionado con el índice de plasticidad del suelo;
 - σ'_{∞} = presión de confinamiento efectiva in situ promedio;
 - e = wGs (relación para estimar la relación de vacíos in situ);
 - w = contenido de humedad medido, decimal; y
 - Gs = gravedad específica medida de los sólidos del suelo.

Para la evaluación de los resultados de este método se utilizaron los datos de 34 sitios, para efecto de ejemplificación de cálculo en la tabla 4.1 se muestran dos sitios.

Tabla 4.1 Aplicación de las ecuaciones de Hardin & Drnevich a los estratos de arcilla.

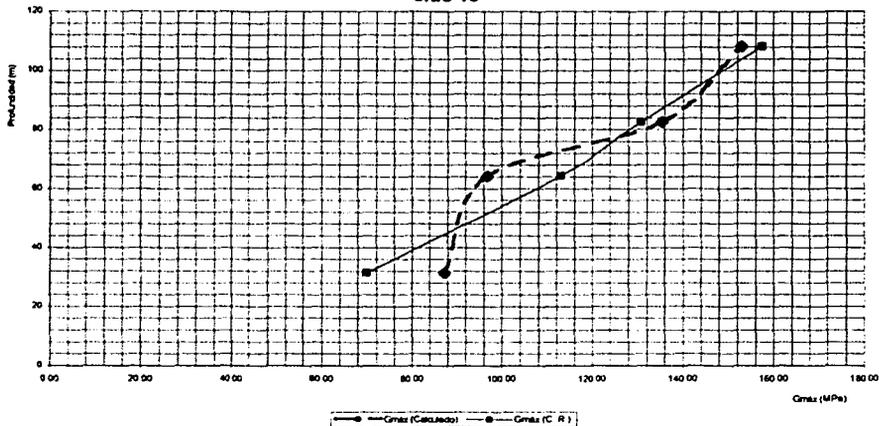
SITIO 18

PENETRACIÓN	NUMERO DE NUESTRA	ESTRATO	RELACION DE VACIOS IN SITU, e	PRESION DE PRECONSOLIDACION INTERPRETADA, σ'_{pc} (lb/ft ²).	K ₀	Esfuerzo de Confinamiento σ_{3c} (lb/ft ²)	Esfuerzo Vertical Efectivo, σ'_{vc} (lb/ft ²)	OCR	INDICE DE PLATICIDAD (%)	M	Módulo de Rigidez	Módulo de Rigidez al	GRADO DE INCERTIDUMBRE (%)
											al Corte G_{calc} (MPa) Cálculo	Corte G_{res} (MPa) Columna Resonante	
31.4	46	III	1.20	10445.62	1.00	5222.81	5222.81	2.00	58.00	0.40	87.26	89.84	24.98
64.3	71	VI	1.17	10855.26	0.80	9585.39	11080.07	0.96	45.00	0.33	94.83	112.93	-14.26
82.6	85	VIII	1.09	18843.09	0.75	10498.83	12596.19	1.50	48.00	0.35	135.43	130.76	3.58
108.2	102	VIII	1.10	20481.61	0.75	15361.21	18433.45	1.11	63.00	0.42	152.99	157.50	-2.86

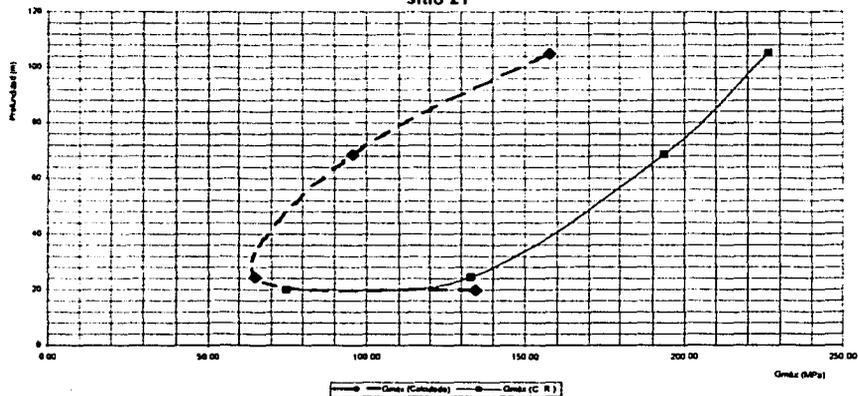
SITIO 21

PENETRACIÓN	NUMERO DE NUESTRA	ESTRATO	RELACION DE VACIOS IN SITU, e	PRESION DE PRECONSOLIDACION INTERPRETADA, σ'_{pc} (lb/ft ²).	K ₀	Esfuerzo de Confinamiento σ_{3c} (lb/ft ²)	Esfuerzo Vertical Efectivo, σ'_{vc} (lb/ft ²)	OCR	INDICE DE PLATICIDAD (%)	M	Módulo de Rigidez	Módulo de Rigidez al	GRADO DE INCERTIDUMBRE (%)
											al Corte G_{calc} (MPa) Cálculo	Corte G_{res} (MPa) Columna Resonante	
19.8	46	III	1.03	12268.97	1.30	3698.69	3072.24	4.00	54.00	0.38	134.53	74.72	80.05
24.4	55	IV	1.30	13313.05	1.00	3698.69	3698.69	3.81	45.00	0.33	95.17	133.09	-51.03
88.6	80	IX	1.28	13927.50	0.75	8472.75	11367.30	1.23	54.00	0.36	95.85	193.80	-50.54
105.2	105	XIII	1.08	19882.35	0.70	14255.20	17819.00	1.10	80.00	0.48	157.63	228.49	-30.40

**Gmáx Vs Profundidad
sitio 18**



**Gmáx Vs Profundidad
sitio 21**



En la tabla 4.1, se muestran dos sitios, en los cuales se toman los datos de las propiedades estáticas de los suelos, al mismo tiempo que la penetración a la cual fue tomada la muestra, el número de muestra, el número de estrato correspondiente al sitio de exploración, la relación de vacíos, la presión de preconsolidación interpretada, la presión lateral de tierras en reposo, la presión de confinamiento, el esfuerzo vertical efectivo, la relación de sobreconsolidación, el índice de plasticidad, seguidos por el factor M , en la siguiente columna de la tabla se muestra el valor de G_{max} calculado con las fórmulas empíricas de Hardin & Drnevich, y Kim & Novak, para arcillas de alta y baja plasticidad respectivamente.

En la siguiente columna se muestra el valor de los ensayos de columna resonante, tomado de los reportes de la compañía Fugro-McClelland Marine Geosciences, Inc., de sus reportes finales de Investigación geotécnica "Criterios para diseño dinámico", al final de la tabla se coloca una comparativa del porcentaje de incertidumbre de los resultados de las fórmulas empíricas Vs los resultados de Columna Resonante, el cual se ha fijado en un ± 20 % de discrepancia en los resultados, manejándose como aceptable.

EVALUACIÓN

En base a lo observado en el transcurso de la aplicación de las fórmulas empíricas de Hardin & Drnevich, y Kim & Novak, podemos predecir el comportamiento del módulo de rigidez al corte, por la variación de los siguientes parámetros:

PRESIÓN DE CONFINAMIENTO.- Podemos notar que se modifica el valor del módulo de rigidez al corte máximo como consecuencia directa en los cambios del esfuerzo de confinamiento que depende directamente del esfuerzo vertical efectivo y de la presión lateral de tierras.

Al aumentar la presión de confinamiento el módulo de rigidez al corte máximo también aumenta en valor, lo que nos indica que a un mayor valor de esfuerzo de confinamiento el suelo responderá de mejor manera a sollicitaciones dinámicas.

RELACION DE VACÍOS.- Respecto a la relación de vacíos podemos comentar que para valores naturales altos en un suelo cohesivo la tendencia del módulo de rigidez al corte máximo tiende a disminuir en valor numérico, esto lo podemos explicar porque al disminuir la presión de confinamiento o sea tener menor esfuerzo vertical y lateral existe mayor cantidad de vacíos en la masa del suelo, lo que nos da como consecuencia que se tenga un suelo menos resistente y más deformable.

Para la evaluación de las fórmulas empíricas de Hardin & Drnevich, y Kim & Novak, en las muestras de los sitios de la Sonda de Campeche, se puede comentar que no son muy buenos los resultados que estas ofrecen, ya que de la aplicación a los 34 sitios, que se desglosan en 120 muestras, solo 31 de ellas arrojan resultados de variación en el rango de ± 20 % (siendo el 25.33 % del total de las comparaciones).

MÓDULO DE RIGIDEZ MÁXIMA SEGUN ROMO & OVANDO.

Los investigadores Miguel Pedro Romo Organista & Efraín Ovando Shelley, ambos investigadores del Instituto de Ingeniería de la UNAM, realizaron una investigación experimental sobre el comportamiento estático y dinámico de las arcillas típicas de la Sonda de Campeche, en el cual el comportamiento dinámico se modela a partir de los resultados de ensayos con cámara triaxial y con columna resonante

Las características esfuerzo-deformación son descritas con un modelo tipo Masing y proponen que un parámetro denominado 'Índice de Rigidez' permite generalizar los resultados y por consiguiente, hacerlos extrapolables a otras arcillas de la Sonda de Campeche.

Para este estudio el Instituto de Ingeniería tuvo a su disposición un número limitado de sondeos geotécnicos. La profundidad explorada en estos sitios varió entre 80 y 90 m a partir del fondo marino sin que en ninguno de ellos se alcanzara la roca basal.

Debido a que las muestras ensayadas provienen de dos sondeos, los resultados obtenidos se generalizan utilizando el parámetro I_r . Este parámetro que refleja las características microestructurales del material *in situ* así como la influencia de la historia de cargas aplicadas sobre el suelo, permite diferenciar los comportamientos de las arcillas. Valores de I_r altos indican que la arcilla es frágil, por otro lado, valores pequeños de I_r son representativos de una arcilla dúctil.

Se desprende de los ensayos realizados que el módulo G_{max} es función del esfuerzo de consolidación, σ'_{∞} , y del índice de rigidez I_r . Para un esfuerzo σ'_{∞} constante, la magnitud de G_{max} se incrementa con el valor de I_r . Es interesante notar que G_{max} es proporcional a σ'_{∞} , a partir de determinado valor. Por otro lado si el suelo *in situ* tiene un contenido de agua cercano a su límite líquido (I_r pequeño) el efecto del esfuerzo confinante en G_{max} es despreciable. En su reporte para los suelos ensayados, el valor del módulo G_{max} cuando el confinamiento es nulo es del orden de 210 kg/cm² independientemente del valor de I_r . Esto indica que la rigidez del suelo, en condiciones dinámicas, es importante aun cerca de la superficie del depósito de suelo marino.

Lo anterior se puede expresar analíticamente en la siguiente relación:

$$G_{max} = G_0 + \frac{95(I_r - 0.23)}{1 - (I_r - 0.23)} * \sigma'_{\infty}$$

Donde σ'_{∞} , y la constante G_0 (módulo de rigidez al corte para $\sigma'_{\infty}=0$) están expresadas en las mismas unidades. Para las arcillas ensayadas $G_0=210$ kg/cm² (arcillas ensayadas de la Sonda de Campeche).

En donde I_r se calcula de la siguiente manera:

$$I_r = \frac{LL - Wn}{IP}$$

Donde:

- I_r = Índice de rigidez.
- LL = Límite líquido
- Wn = Humedad natural del suelo,
- IP = Índice de plasticidad.

En la tabla 4.2, se realiza la aplicación de la fórmula empírica de Romo & Ovando, en la tabla se proporciona la penetración, el número de muestra, el estrato del cual fue sustraída la muestra, la presión lateral de tierras en reposo (K_0), el esfuerzo vertical efectivo (σ'_{vc} en lb/ft^2).

La presión de confinamiento se calcula con la presión lateral de tierras en reposo y con el esfuerzo vertical efectivo con la siguiente relación:

$$\sigma'_{co} = \left[\frac{(1 + 2K_0)}{3} \right] \cdot \sigma'_{vc}$$

- donde:
- σ'_{co} = presión de confinamiento efectiva promedio;
 - σ'_{vc} = esfuerzo vertical efectivo; y
 - K_0 = coeficiente de presión lateral de tierra en reposo.

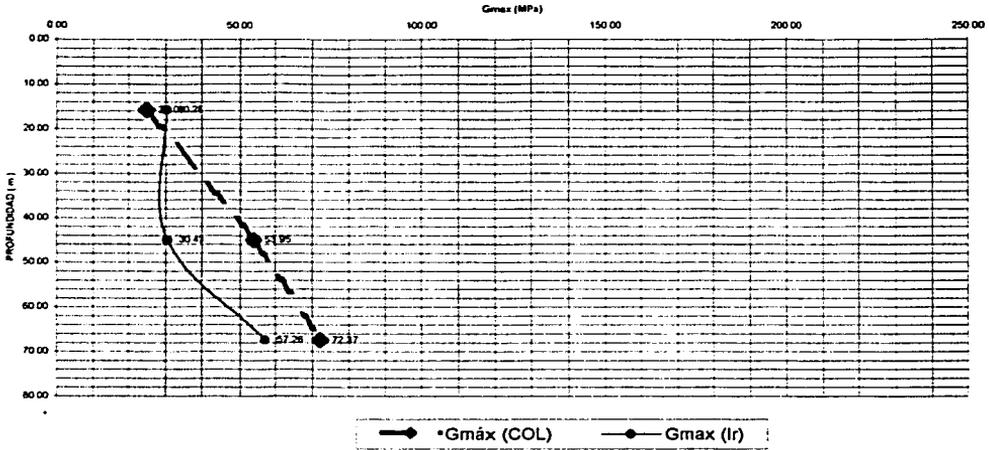
En la tabla 4.2, también se enlistan los parámetros necesarios para la obtención del índice de rigidez I_r , como son: el contenido de humedad, el límite líquido, el límite plástico y el índice de plasticidad, por último se hace la aplicación de la fórmula y al mismo tiempo la conversión de unidades de kg/cm^2 a MPa, continuados por los datos de la columna resonante y la variación o incertidumbre.

La incertidumbre para esta fórmula no nos resulta elevada, debido a que este estudio fue realizado para la Sonda de Campeche, a pesar de esto no es un método que nos arroja el cien por ciento de confiabilidad, quedando en algunos datos fuera del rango de $\pm 20\%$, lo cual se puede visualizar en la tabla 4.2.

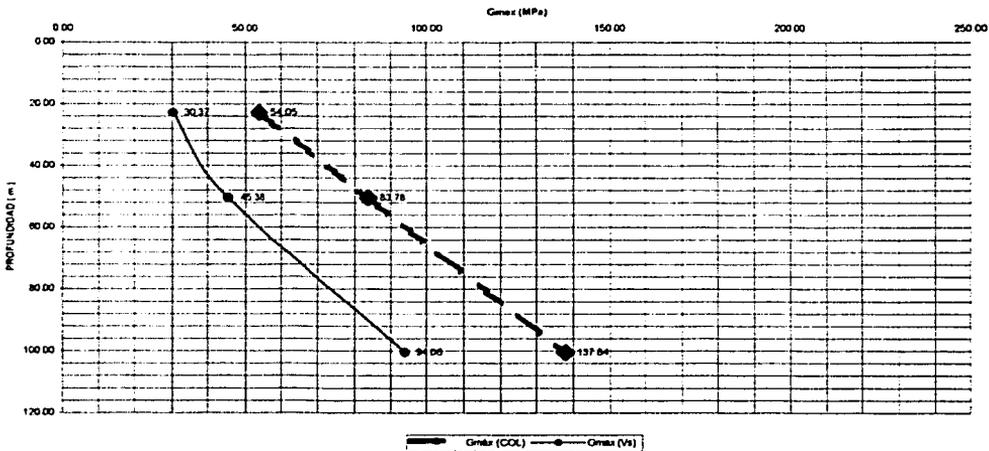
Tabla 4.2 Aplicación de las ecuaciones de Romo & Ovando.

PENETRACIÓN	NUMERO DE MUESTRA	ESTRATO	K ₀	Esfuerzo efectivo σ'_{vo} (lb/ft ²)	Presión de Confinamiento σ'_c (lb/ft ²)	Presión de Confinamiento σ'_c (kg/cm ²)	Cont. de Humedad	Límite Líquido	Límite Plástico	Índice de Plasticidad (PI%)	Índice de Rigidez	Módulo de Rigidez G_{Romo} (MPa)	Módulo de Rigidez $G_{Resonante}$ (MPa)	Grado de Incandumbre (%)
SITIO 4														
21.90	65	III	1.27	3,366.78	3,996.40	1.95	38.00	71.00	23.00	48.00	0.69	35.92	62.18	-42.21
67.60	92	VII	0.75	11,458.79	9,548.99	4.66	47.60	90.00	27.00	63.00	0.87	55.14	189.47	-70.90
SITIO 7														
19.80	50	III	1.29	2,528.81	3,017.71	1.47	37.10	73.00	21.00	47.96	0.66	32.30	54.59	-40.82
50.20	79	V	0.75	8,128.40	6,773.67	3.31	45.00	72.00	22.00	51.57	0.54	34.44	164.86	-79.11
101.80	113	XI	0.75	16,708.34	13,923.82	6.80	43.30	115.0	26.00	49.47	0.62	113.31	224.32	-49.49
SITIO 10														
20.30	60	III	1.22	3,104.41	3,559.72	1.74	39.40	73.00	28.00	45.00	0.75	37.90	59.48	-38.26
63.40	79	VII	0.80	11,007.25	9,539.62	4.66	39.40	90.00	27.00	63.00	0.80	78.86	140.54	-43.88
SITIO 13														
11.10	35	I	0.66	1,044.27	807.57	0.39	80.20	84.00	32.00	52.00	0.07	20.10	13.16	52.70
20.00	51	II	1.16	2,349.81	2,631.56	1.28	36.30	74.00	26.00	51.00	0.79	35.55	52.63	-32.48
46.00	78	IV	0.88	6,787.76	6,244.74	3.05	46.00	72.00	22.00	50.00	0.52	32.20	105.26	-66.41
62.20	88	VI	0.80	9,659.51	8,371.56	4.09	49.10	122.0	27.00	95.00	0.77	64.62	128.95	-49.73
96.00	109	X	0.65	15,925.14	12,209.27	5.96	37.20	89.00	23.00	66.00	0.78	69.81	168.42	-46.67
113.80	116	XII	1.63	19,580.08	27,803.73	13.57	34.60	64.00	21.00	43.00	0.68	125.63	194.74	-35.49
SITIO 14														
22.90	57	III	1.12	3,386.78	3,657.72	1.79	43.60	72.00	25.00	47.00	0.60	30.37	54.05	-43.82
50.50	65	VII	0.66	8,354.17	7,685.84	3.75	40.40	72.00	23.00	49.00	0.64	45.38	83.78	-45.63
100.50	133	IX	0.75	16,708.34	13,923.82	6.80	45.20	115.0	24.00	91.00	0.77	94.06	137.84	-31.76
SITIO 38														
18.20	39	IV	1.27	2,473.25	2,918.44	1.42	30.20	75.00	22.00	43.00	0.65	41.62	57.86	-27.75
45.40	75	VIII	0.85	7,664.61	6,925.15	3.38	27.40	36.00	18.00	42.00	0.48	30.97	113.68	-72.76
93.50	105	XII	0.80	19,511.38	16,909.86	6.26	41.30	99.00	30.00	66.00	0.84	139.01	196.53	-29.96
SITIO 40														
15.60	52	IV	0.98	2,068.54	2,080.69	1.01	59.40	100.0	27.00	55.00	0.74	30.28	25.00	21.12
45.00	71	V	0.84	6,182.09	5,522.67	2.70	53.70	86.00	23.00	63.00	0.51	30.49	53.95	-43.48
67.40	89	VII	0.75	9,649.07	8,040.89	3.93	50.90	113.0	28.00	85.00	0.73	57.26	72.37	-20.69

SITIO 40



SITIO 14



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

MÓDULO DE RIGIDEZ MÁXIMA SEGUN EL MÉTODO DE CÁLCULO Y SUSTITUCIÓN DE ONDAS DE CORTE (C_s)

La respuesta dinámica de un subsuelo esta gobernada por su geometría; es decir, el espesor del subsuelo y el de sus diferentes estratos y por sus propiedades mecánicas, concretamente el módulo dinámico de cortante y las propiedades de propagación, que están sintetizadas en el número de onda que relaciona la frecuencia con la velocidad ondulatoria. La geometría se obtiene mediante los estudios de suelos y la velocidad ondulatoria para baja deformaciones mediante los métodos geofísicos. Conviene entonces tener a la disposición algunas relaciones empíricas que le permitan estimar la velocidad ondulatoria para pequeñas deformaciones, inferiores a 10^{-3} por ejemplo, que son las que se pueden lograr mediante los métodos geofísicos como el de refracción. Los métodos aproximados iniciales para la evaluación del comportamiento del suelo, se pueden obtener con velocidades ondulatorias a partir de estas relaciones empíricas.

Una evaluación del módulo dinámico de cortante se puede obtener a partir de la velocidad de la onda de corte C_s y del conocimiento del peso unitario del material bajo consideración, el cual permite determinar la masa ρ ,

$$C_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

donde: C_s = Es la velocidad estimada para las ondas de cortante;
 G = Módulo de rigidez al cortante; y
 ρ = Masa del suelo (γ/g).

Como observamos, la velocidad de las ondas de cortante sólo depende del módulo de rigidez del suelo y de la masa unitaria

Con base en esta expresión se obtiene G que es el parámetro de mayor importancia. Este valor, solo se logra para muy pequeñas deformaciones, porque la energía introducida por los métodos geofísicos es muy poca. El problema radica en que el valor ρ se obtiene de manera sencilla, no resulta tan simple el caso de la velocidad de las ondas de corte C_s , para ello se pueden emplear varias expresiones empíricas, una de ellas es la siguiente, en términos de la relación de vacíos e y el esfuerzo efectivo promedio.

$$C_s = 35(3 - e) * \sigma_{vc}^{0.25}$$

donde: σ'_{vc} = Esfuerzo vertical efectivo promedio; y
 e = Relación de vacíos.

Expresión en la cual C_s esta dada en m/s, cuando σ'_{vc} esta dado en kilopascales.

Esta ecuación se evalúa y aplica a las muestras señaladas en la tabla 4.3, en esta tabla encontramos los valores requeridos para la evaluación del módulo G , entre los cuales se pueden destacar la relación de vacíos, el esfuerzo vertical efectivo, los mencionados elementos se utilizan para la evaluación de C_s , se tiene también el peso específico del suelo en el estrato en el que se tomó

la muestra, en base a este último y con la aceleración de la gravedad ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$), se determina la masa de la muestra de suelo, y se prosigue a calcular el valor de G; como sigue:

$$G = C_v^2 * \rho$$

Teniendo la evaluación inicial del módulo de rigidez G, se hace la conversión de unidades, de tf/m^2 a MPa para hacer la comparación con los resultados de laboratorio de la columna resonante, calculando así el porcentaje de variación que existe entre el módulo G estimado y la columna resonante.

Debe tenerse en cuenta que el efecto del agua, poco modifica la velocidad de la onda de corte, ya que no hay propagación de estas ondas para los cuales $G=0$.

FORMULA PARA ARCILLAS DE LA CD. DE MÉXICO

R. Colindres, señala que existe un estrato llamado F. A. S. (Formación arcillosa superior), que tiene un comportamiento lineal elástico durante la ocurrencia de los sismos manteniéndose casi constante el módulo de rigidez con un decremento del orden del 10% para deformaciones de 10^{-3} . Lo anterior resulta congruente y comparable con las pruebas que se realizan en el laboratorio, las cuales se realizan antes de romper las probetas, es decir en el campo elástico.

Este autor menciona que en el valle de México son aceptadas las siguientes correlaciones empíricas:

Para la Costra Superficial

$$V_s = 344 * e_v^{-0.96}$$

Para la Formación Arcillosa Superior en Inferior.

$$V_s = 344 * e_v^{-0.90}$$

Donde V_s esta dado en m/s, y e es la relación de vacios.

Podemos así plantear la situación de calcular la velocidad de las ondas de corte con esta expresión para las arcillas de la Cd. de México, para evaluar los resultados que esta nos arroja, sabiendo de antemano que las arcillas de la Cd. de México poseen características distintas a las encontradas en la Sonda de Campeche.

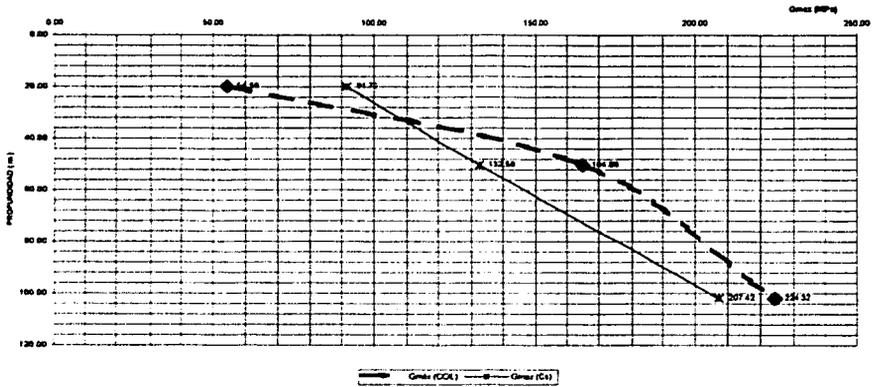
En la tabla 4.4 se muestran los resultados que se obtuvieron, mostrándose además dos gráficos en los cuales se puede notar que los resultados no son satisfactorios con lo que se esperaba, a pesar que en algunas muestras se obtienen valores aproximados al 0 % de variación.

Tabla 4.3 Aplicación de las ecuaciones de Cálculo y sustitución de ondas de Corte (Cs).

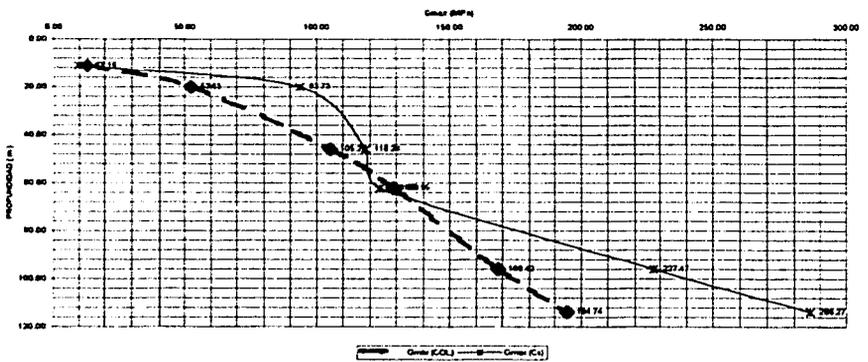
Perforación	Número de Muestra	Estrato	Relación de Vacíos en situ e	Esfuerzo efectivo, σ'_{v0} (kN/m ²)	Cs ² (%) (kN/m ²)	Peso específico γ	Masa del Suelo, ρ_s	Módulo de Rigidez al Corte G_{max} (MPa)	Módulo de Rigidez al Corte G_{res} (MPa)	FUGRO Column Resonance G_{max} (MPa)	Círculo de Inclinómetro (%)
SITIO 4											
21 90	05	III	1.05	3,306.78	244.17	1.81	0.185	11,000.46	107.88	82.18	73.56
67 60	92	VII	1.30	11,458.79	287.97	1.74	0.177	14,706.28	144.24	189.47	-23.87
SITIO 7											
19 80	50	III	1.03	2,528.81	228.95	1.75	0.178	8,350.94	81.70	54.59	67.98
50 20	78	V	1.22	8,128.40	276.08	1.74	0.177	13,520.20	132.59	164.96	-19.58
101 80	113	XI	1.19	16,708.34	336.73	1.83	0.187	21,151.45	207.42	224.32	-7.53
SITIO 10											
20 30	60	III	1.09	3,104.41	233.54	1.84	0.188	10,229.96	100.32	98.46	86.72
81 40	79	VII	1.31	11,007.25	283.41	1.75	0.178	14,326.35	140.51	140.54	-0.02
SITIO 13											
11 10	35	I	2.17	1,044.27	77.18	1.58	0.161	958.78	9.40	13.16	-28.55
20 00	51	II	1.03	2,349.61	225.12	1.85	0.189	9,557.61	93.73	52.83	78.09
46 00	76	IV	1.28	6,787.76	296.35	1.80	0.183	12,057.56	118.24	105.26	12.34
62 20	88	VI	1.34	9,659.51	269.27	1.71	0.174	12,636.97	123.95	128.95	-3.88
94 00	109	X	1.06	15,825.14	357.94	1.78	0.181	23,195.27	227.47	168.42	35.06
113 80	116	XII	0.96	19,580.09	394.50	1.84	0.188	29,191.24	286.27	194.74	47.00
SITIO 14											
22 90	57	III	1.17	3,306.78	228.81	1.78	0.181	9,499.70	93.16	54.05	72.38
50 50	85	VII	1.17	8,354.17	285.81	1.75	0.178	14,872.58	142.91	83.78	70.58
100 50	133	IX	1.23	16,708.34	330.40	1.75	0.178	19,473.82	190.97	137.84	36.55
SITIO 38											
16 20	39	IV	0.89	2,473.25	244.19	1.90	0.194	11,549.25	113.26	57.89	95.85
45 40	75	VIII	0.79	7,694.61	339.34	1.75	0.178	20,541.85	201.45	113.66	77.21
93 50	105	XII	1.12	19,511.38	364.75	1.82	0.186	24,882.17	242.05	198.53	21.92
SITIO 40											
15 80	52	IV	1.62	2,088.54	152.96	1.58	0.161	3,768.25	36.95	25.00	47.82
45 00	71	V	1.48	6,182.09	221.25	1.65	0.166	8,233.17	80.74	53.95	49.66
67 40	89	VII	1.40	9,649.07	258.98	1.67	0.170	11,417.48	111.97	72.37	54.71

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

SITIO 7



SITIO 13



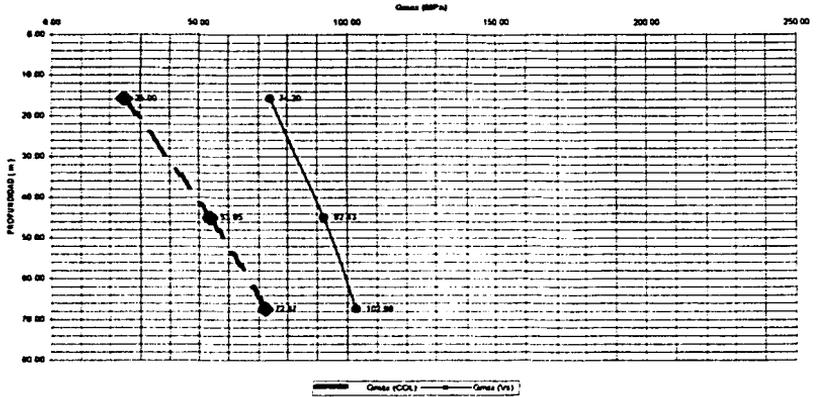
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 4.3 Aplicación de las ecuaciones de Calculo y sustitución de ondas de Corte (Vs).

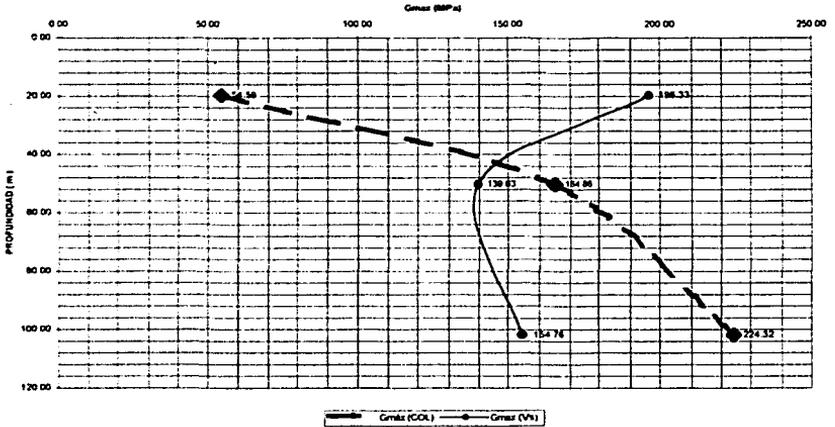
Penetración	Número de Muestra	Estrato	Relación de Vacíos in situ, e	Esfuerzo efectivo, σ'_{vo} (lb/ft ²)	$V_s=344 \sqrt{e-0.96}$ (m/s)	γ	ρ	Módulo de Rigidez al Corte Gmas (lb/ft ²)	Módulo de Rigidez al Corte Gmas (MPa)	FUGRO Columna Resonante Gmas (MPa)	Grado de Inclinamiento (%)	
SITO 4	21 90	85	III	1 05	3,366 78	329 77	1 81	0 185	20,064 26	199 76	62 16	216 54
	67 60	92	VI	1 30	11,458 79	267 41	1 74	0 177	12,663 11	124 38	169 47	-34 36
SITO 7	19 80	50	III	1 03	2,528 61	335 00	1 75	0 178	20,019 77	196 33	54 56	259 64
	50 20	76	V	1 22	6,126 40	263 33	1 74	0 177	14,236 26	139 63	164 86	-15 30
	101 80	113	XI	1 19	16,706 34	290 66	1 83	0 187	15,761 50	154 78	224 32	-31 01
SITO 10	20 30	80	III	1 09	3,104 41	316 97	1 84	0 186	18,643 96	184 60	59 48	210 79
	63 40	79	VI	1 31	11,007 25	265 45	1 75	0 178	12,569 70	123 27	140 54	-12 29
SITO 13	11 10	35	I	2 17	1,644 27	163 44	1 58	0 161	4,322 47	43 19	13 16	220 61
	20 00	51	II	1 03	2,349 61	335 94	1 85	0 189	21,262 85	206 71	52 63	296 57
	46 00	76	IV	1 28	6,767 76	272 44	1 80	0 183	13,618 96	133 56	105 26	26 86
	62 20	86	VI	1 34	9,656 51	259 55	1 71	0 174	11,743 05	115 18	126 95	-10 90
	96 00	106	X	1 06	15,925 14	326 47	1 78	0 181	19,338 96	169 65	168 42	12 61
	113 80	116	XII	0 96	19,560 08	356 66	1 84	0 188	23,661 60	234 00	194 74	20 16
SITO 14	22 90	57	III	1 17	3,366 78	296 36	1 78	0 181	15,935 94	156 26	54 05	169 14
	50 50	85	VI	1 17	6,354 17	294 90	1 75	0 178	15,513 96	152 14	63 78	61 59
	100 50	133	IX	1 23	16,706 34	263 11	1 75	0 176	14,297 65	140 21	137 64	1 72
SITO 36	16 20	36	IV	0 98	2,473 25	366 61	1 90	0 194	26,976 13	264 16	57 69	390 89
	45 40	75	VIII	0 79	7,994 61	432 64	1 75	0 178	33,436 01	327 90	113 66	166 44
	93 50	105	XII	1 12	19,511 36	309 67	1 82	0 186	17,813 56	174 69	196 53	-12 01
SITO 40	15 80	52	IV	1 62	2,068 54	216 74	1 56	0 161	7,566 00	74 20	25 00	196 79
	45 00	71	V	1 48	6,182 09	226 72	1 65	0 166	9,425 10	92 43	53 95	71 32
	67 40	86	VII	1 40	9,649 07	246 36	1 67	0 170	10,500 73	102 96	72 37	42 29

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

SITIO 40



SITIO 7



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

MÉTODO DE UTILIZACIÓN DE EL ESFUERZO DE CONFINAMIENTO (σ'_{co}).

En los reportes preparados por la compañía Fugro-McClelland Marine Geosciences Inc., se realiza una evaluación del módulo de rigidez al cortar en el cual en un gráfico de G_{max} Vs profundidad, se dibuja el perfil de G_{max} de las Pruebas de columna resonante, el perfil de las ecuaciones experimentales de Hardin & Drnevich, el perfil de la interpretación de datos del PCPT.

Durante las campañas geotécnicas de los años 1993, 1994, 1995, y 1996 realizadas para PEMEX, FMMG realizó una comprensiva serie de pruebas dinámicas de laboratorio en muestras de suelo recuperadas de sesenta y siete localizaciones para plataformas de PEMEX en el área de la Bahía de Campeche, como parte de las investigaciones geotécnicas realizadas para desarrollar recomendaciones estáticas y dinámicas para diseño de cimentaciones para plataformas fijas costa afuera. Los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas durante dichas campañas geotécnicas entre 1993 y 1996 fueron suministrados a PEMEX.

Algunos de los sitios estudiados durante el período comprendido entre 1993 y 1996 están localizados en la proximidad del sitio que se ha propuesto para la ejemplificación de este método.

En vista de:

- (a) la abundancia de datos obtenidos en pruebas de laboratorio en los sitios estudiados durante las campañas geotécnicas realizadas entre 1993 y 1996 y,
- (b) condiciones de suelos muy similares, se usaron los resultados de las pruebas dinámicas de laboratorio realizadas en suelos con propiedades índices y propiedades de resistencia similares para complementar las propiedades de los suelos encontrados en el sondeo elegido.

Los valores de G_{max} en las arcillas también fueron estimados de los datos de resistencia de la punta (q_c) del cono PCPT, usando la relación G_{max}/q_c contra OCR y PI propuesta por Robertson y Campanella (1989). El perfil estimado de G_{max} con base en los datos del PCPT también se presenta en la Figura 3.21. Adicionalmente,

Las relaciones de $\log G_{max}$ versus $\log \sigma'_{co}$ presentadas en las Figuras 3.20a a 3.20c del capítulo 3, fueron usadas para estimar el perfil de G_{max} contra penetración en el sitio. Para lograrlo, la presión efectiva de confinamiento fue calculada a partir del esfuerzo vertical efectivo in situ usando la siguiente expresión recomendada por Seed y Peacock (1971):

$$\sigma'_{co} = \left[\frac{(1 + 2K_0)}{3} \right] \cdot \sigma'_{vo}$$

- donde:
- σ'_{co} = presión de confinamiento efectiva promedio;
 - σ'_{vo} = esfuerzo vertical efectivo in situ o presión efectiva de sobrecarga actual;
 - K_0 = coeficiente de presión lateral de tierra en reposo.

Usando las relaciones apropiadas de $\log G_{max}$ contra $\log \sigma'_{\infty}$ junto con los perfiles de σ'_{vo} y los perfiles de K_o , se calculó el perfil de G_{max} contra penetración para cada capa de suelo.

COEFICIENTE DE PRESIÓN LATERAL DE TIERRA EN REPOSO

Se sabe que el coeficiente lateral de presión de tierras en reposo (K_o) está relacionado con la historia de esfuerzos del suelo al igual que con el tipo de suelo (Booker e Ireland, 1965, y Mayne y Kulhawy, 1982). En este estudio, K_o para los suelos cohesivos se estimó usando la relación de Booker e Ireland (1965), la cual relaciona K_o , índice de plasticidad (IP) y la relación de sobreconsolidación (OCR). Los perfiles de IP y OCR que se usaron para estimar el perfil de K_o de los suelos cohesivos.

Para arcillas normalmente consolidadas, tenemos:

$$\text{Si } 0 < IP < 40 \quad K_o = 0.40 + 0.007 * IP$$

$$\text{Si } 40 < IP < 80 \quad K_o = 0.64 + 0.001 * IP$$

Para arcillas preconsolidadas.

$$K_{o(\text{preconsolidadas})} = K_{o(\text{normalmente consolidadas})} * \sqrt{OCR}$$

donde: K_o = Coeficiente de presión lateral de tierra en reposo.
 IP = Índice de plasticidad;
 OCR = Relación de sobreconsolidación.

En un sondeo se recuperan en promedio unas 125 muestras de las cuales se realizan tan solo 4 se llevan a pruebas de columna resonante. Debido a la similitud de características de los suelos de la Sonda de Campeche se han graficado la presión de consolidación σ'_{∞} Vs el módulo de rigidez al corte máximo G_{max} (ambos en escala logarítmica) y debido a que los puntos se alinean casi perfectamente se ha podido tomar una expresión que describe la tendencia del logaritmo de la presión de consolidación y del logaritmo del módulo de rigidez al corte, dicha expresión de tendencia se ha aplicado a suelos de similares características de resistencia y de propiedades índice, con resultados satisfactorios, mostrando a continuación como se han obtenido las ecuaciones que se han extrapolado a otros sitios de exploración, que sirvieron para completar el perfil de G_{max} .

Para ejemplificar esta obtención se ha tomado un sitio de los cuales han servido como base para emulación de propiedades dinámicas de una buena cantidad de sitios.

En la figura 4.1 se muestran los resultados de las pruebas de columna resonante, en donde se puede destacar la presión de confinamiento y el módulo de rigidez al corte.

Muestra No.	Penetración [m]	σ'_{co} [kPa]	γ_T [kN/m ³]	Contenido de Humedad (w)		e_{100}	γ_{max} [%]	G_{max} [MPa]	ξ_{max} [%]	ξ_{min} [%]
				Inicial [%]	Final [%]					
38	12.0	46	15.2	66		1.82	2.12e-2	14.6	5.26	3.62
		91	16.0			1.66	2.64e-2	27.6	4.98	3.69
		182	16.8		51	1.50	3.63e-1	52.8	18.33	3.30
51	20.0	144	18.2	34		1.01	1.75e-2	56.6	3.18	2.36
		287	18.4			0.98	3.80e-2	73.5	3.88	2.21
		575	18.7		32	0.94	1.80e-1	127.3	11.3	2.36
63	31.2	134	19.5	27		0.73	5.42e-3	102.5	1.52	0.90
		273	19.5			0.72	8.08e-3	144.8	1.42	1.07
		546	19.6		26	0.71	7.69e-2	209.1	3.62	0.94
91	65.8	311	19.2	22		0.70	3.15e-3	231.5	1.19	0.81
		618	19.2			0.70	4.53e-3	339.5	1.23	0.84
		1240	19.3		21	0.68	3.96e-2	501.8	3.60	0.82
109	96.0	560	18.7	34		0.91	3.63e-2	166.2	6.02	3.36
		1120	19.2			0.84	2.46e-2	262.9	5.26	3.53
		2240	20.0		26	0.72	1.05e-1	445.1	7.05	3.23

- Notas:
1. σ'_{co} = Presión de Confinamiento Efectiva
 2. γ_T = Peso Unitario Total a T_0
 3. e_{100} = Relación de Vacíos a T_{100}
 4. T_{100} = Tiempo al Final de la Consolidación Primaria
 5. γ_{max} = Deformación al Corte Máxima Promedio
 6. G_{max} = Módulo de Resistencia al Corte Máximo de Baja Amplitud
 7. ξ_{max} = Relación de Amortiguamiento del Material a la Deformación al Corte Máxima Promedio
 8. ξ_{min} = Relación de Amortiguamiento del Material a la Deformación al Corte Mínima Promedio

RESUMEN DE RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE COLUMNA RESONANTE

Bahía de Campeche, Mexico

Figura 4.1 Resultados de las pruebas de columna resonante.

Como se puede observar en las Figuras 4.2 a 4.4, se han tomado los valores de la columna de σ_{ca} convirtiéndose a MPa y graficándose contra la columna de G_{max} , ambos en escala logarítmica y obteniéndose una línea de tendencia con su expresión exponencial en función de la presión de confinamiento, dicha expresión describe el comportamiento del módulo de rigidez al corte para este tipo de suelo y con sus características estáticas.

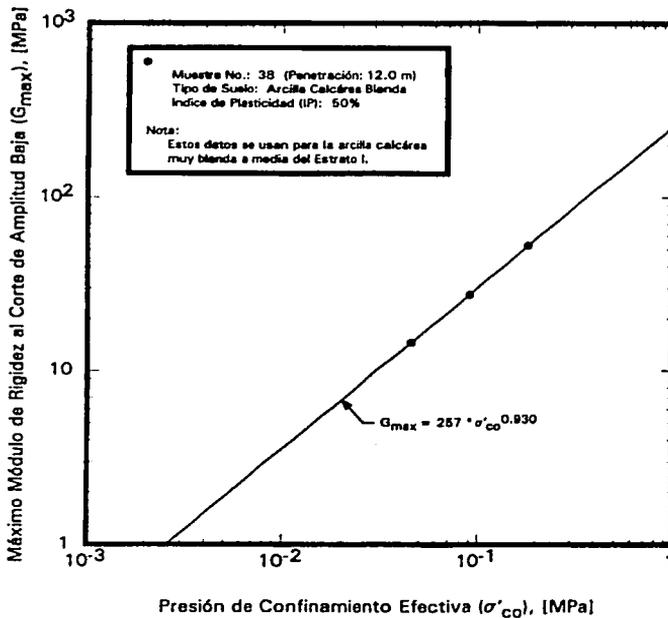
En el cuadro de información de la gráfica se proporcionan los datos de la muestra en la cual se incluye el número, la penetración a la cual fue extraída, el tipo de suelo, obteniendo su clasificación en base al SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), se utiliza también el Sistema de Clasificación de Suelos Carbonatados, que basado en el porcentaje de contenido de carbonatos de la muestra, para realizar su clasificación, y por último en el caso de las arcillas se presenta el índice de plasticidad.

En los párrafos anteriores se describe de una manera muy compacta la forma de obtener las ecuaciones empíricas aplicables y con el apoyo de las figuras 4.1 a 4.4 se hace la descripción y obtención de tres ecuaciones empíricas.

Para aplicar este método se hace un compendio de formulas, identificando las características principales que influyen en la posibilidad de que estas ecuaciones puedan llegar a ser aplicables a otros sitios, entre las características de se deben de establecer para cada estrato de suelo son las siguientes:

- La clasificación del estrato de suelo en base al SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos)
- La existencia y/o la ausencia, y en su caso la cantidad de contenidos de carbonatos de las muestras
- La identificación de los materiales entre los cuales se encuentra confinado
- El índice de plasticidad, el peso específico, el contenido de humedad.

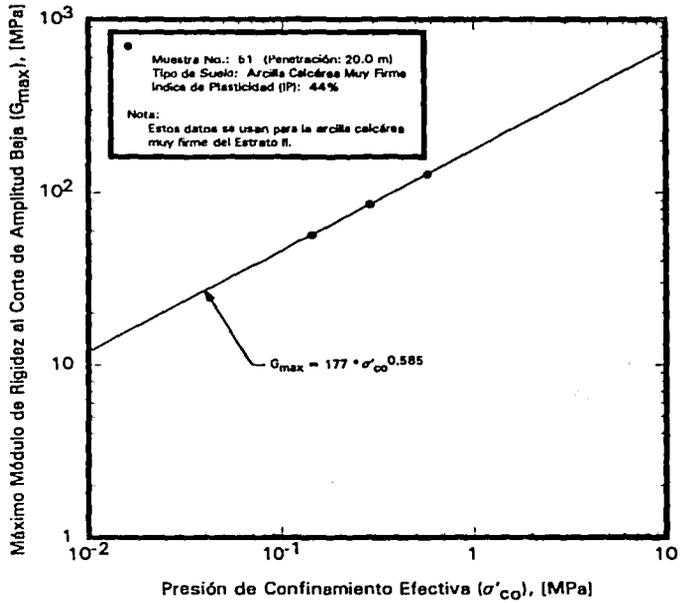
En la tabla 4.5 se realiza la aplicación de este método en el cual se ha compilado previamente una serie de ecuaciones de diversas clasificaciones de suelos, para su aplicación en varios sitios, basados en sus características semejantes y así comprobar la variación que existe con los resultados de laboratorio.



CAMBIO EN EL MODULO DE RIGIDEZ AL CORTE CON LA PRESION DE CONFINAMIENTO

Bahía de Campeche, México

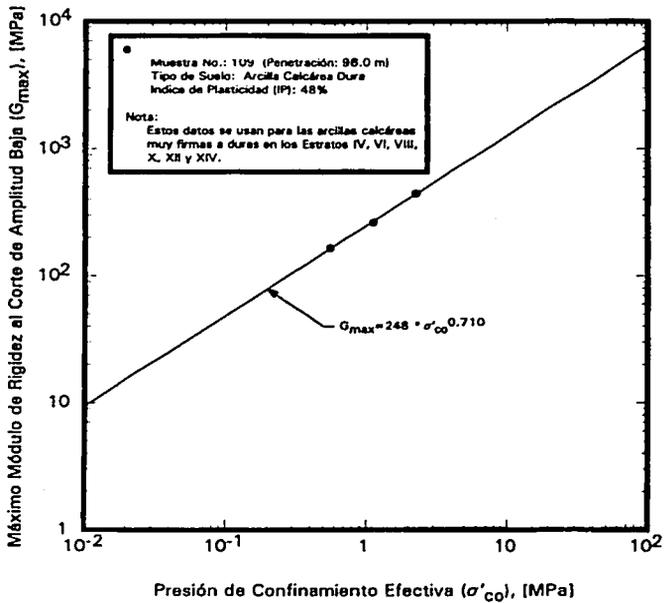
Figura 4.2 Gráfico de σ'_{co} Vs G_{max} .



CAMBIO EN EL MODULO DE RIGIDEZ AL CORTE CON LA PRESION DE CONFINAMIENTO

Bahía de Campeche, México

Figura 4.3 Gráfico de σ'_{co} Vs G_{max} .



CAMBIO EN EL MODULO DE RIGIDEZ AL CORTE CON LA PRESION DE CONFINAMIENTO

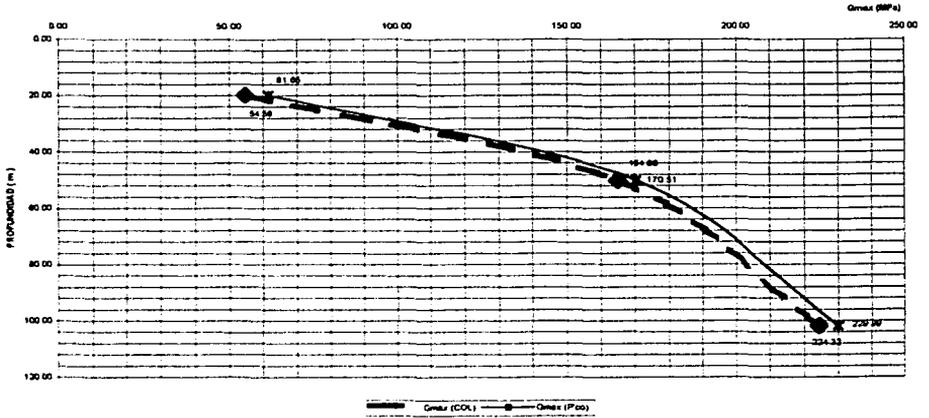
Bahía de Campeche, México

Figura 4.4 Gráfico de σ'_{co} Vs G_{max} .

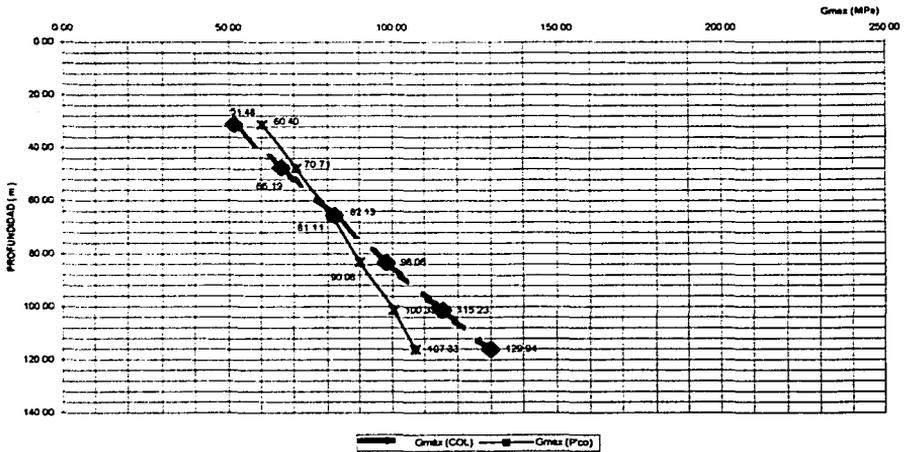
Tabla 4.5 Aplicación del método de utilización del esfuerzo de confinamiento.

Penetración	No. de Muestra	Estrato	Relación de Veces en sft. e	OCR	Índice de Plasticidad (PI%)	Ko	Esfuerzo efectivo, σ'_{co} (t/m ²)	Presión de confinamiento σ'_{co} (t/m ²)	Presión de confinamiento σ'_{co} (t/m ²)	Presión de confinamiento σ'_{co} (MPa)	Q_{ult} Calculado (t/m ²)	Q_{ult} (MPa) FUGURO Columna	Q_{ult} (t/m ²) FUGURO Columna	Esfuerzo de Incerdumbre %	Relación usada
SITO 37															
27.00	53	III	1.11	2.52	49.00	1.09	4,301.14	4,599.97	22.31	0.22	70.12	83.74	6,500.00	10.00	143% σ'_{co} ^{0.990}
90.90	88	VII	1.26	1.66	62.00	0.90	15,975.06	14,958.16	73.03	0.72	146.10	125.03	12,750.00	18.85	193% σ'_{co} ^{0.936}
109.10	100	IX	1.11	1.29	48.00	0.78	19,047.90	18,272.21	79.45	0.78	156.73	144.65	14,750.00	6.35	183% σ'_{co} ^{0.956}
SITO 4															
21.90	65	III	1.05	2.08	48.00	1.55	3,366.78	4,630.12	22.81	0.22	70.55	82.16	6,336.55	13.50	143% σ'_{co} ^{0.990}
67.60	92	VII	1.30	1.28	63.00	0.60	11,458.79	9,895.46	48.31	0.47	164.52	186.47	10,320.56	2.66	267% σ'_{co} ^{0.938}
SITO 7															
19.80	50	III	1.03	5.15	47.36	1.56	2,526.81	3,472.66	16.96	0.17	61.85	54.59	5,566.63	12.92	143% σ'_{co} ^{0.990}
50.20	79	V	1.22	1.47	51.57	0.64	8,126.40	6,463.31	35.41	0.35	107.64	164.86	10,733.53	2.45	267% σ'_{co} ^{0.926}
101.80	113	XI	1.19	1.41	49.47	0.62	16,708.34	14,688.86	71.72	0.70	229.99	224.32	22,874.27	2.53	267% σ'_{co} ^{0.921}
SITO 13															
11.10	35	I	2.17	1.00	52.00	0.69	1,044.27	829.65	4.05	0.04	12.80	13.16	1,341.95	-2.75	257% σ'_{co} ^{0.896}
20.00	51	II	1.03	3.78	51.00	1.34	2,349.61	2,887.00	14.10	0.14	55.63	52.63	5,366.77	5.69	177% σ'_{co} ^{0.999}
46.00	78	IV	1.28	1.81	50.00	0.93	6,787.76	6,463.31	31.56	0.31	107.64	105.26	10,733.53	2.45	248% σ'_{co} ^{0.916}
62.20	88	VI	1.34	1.49	95.00	0.90	9,659.51	8,997.36	43.93	0.43	136.39	128.95	13,149.24	5.77	248% σ'_{co} ^{0.916}
96.00	106	X	1.08	1.16	66.00	0.76	15,925.14	13,381.21	65.33	0.64	180.79	168.42	17,174.06	7.34	248% σ'_{co} ^{0.916}
113.80	116	XII	0.96	1.24	43.00	0.76	19,580.09	16,454.54	80.34	0.79	209.36	194.74	19,857.95	7.52	248% σ'_{co} ^{0.916}
SITO 14															
22.90	57	III	1.17	4.27	47.00	1.42	3,366.78	4,334.21	21.16	0.21	60.47	54.05	5,511.56	11.87	151% σ'_{co} ^{0.962}
50.50	85	V	1.17	1.86	49.00	0.94	8,354.17	8,018.17	39.15	0.38	86.86	83.78	8,543.18	3.67	193% σ'_{co} ^{0.896}
100.50	133	XV	1.23	1.28	91.00	0.83	16,708.34	14,761.67	72.17	0.71	144.66	137.84	14,055.77	4.95	193% σ'_{co} ^{0.896}
SITO 38															
16.20	39	IV	0.89	5.78	43.00	1.64	2,473.25	3,531.87	17.24	0.17	62.58	57.89	5,903.14	8.10	177% σ'_{co} ^{0.991}
45.40	75	VIII	0.79	1.68	42.00	0.66	7,964.61	7,099.42	34.66	0.34	115.27	113.68	11,592.13	1.40	248% σ'_{co} ^{0.916}
93.50	105	XII	1.12	1.32	66.00	0.81	19,511.38	17,099.50	83.49	0.82	215.17	196.53	20,244.42	6.38	248% σ'_{co} ^{0.916}
SITO 48															
15.80	52	IV	1.62	2.37	55.00	1.07	2,068.54	2,165.92	10.67	0.10	26.57	25.00	2,549.29	6.28	148% σ'_{co} ^{0.961}
45.00	71	V	1.48	1.51	63.00	0.66	6,182.09	5,821.01	27.44	0.27	54.51	53.95	5,501.37	-1.04	148% σ'_{co} ^{0.961}
67.40	89	VII	1.40	1.41	65.00	0.66	9,649.07	8,754.21	42.74	0.42	78.36	72.37	7,376.66	5.52	148% σ'_{co} ^{0.961}
SITO 41															
31.20	56	III	1.50	1.69	46.00	0.69	4,606.36	4,275.94	20.86	0.20	60.40	51.48	5,249.50	17.32	121% σ'_{co} ^{0.836}
47.70	72	III	1.64	1.76	63.00	0.93	6,758.93	6,126.10	29.92	0.29	70.71	66.19	6,749.50	6.83	121% σ'_{co} ^{0.836}
65.50	87	III	1.10	1.25	37.00	0.74	9,523.95	8,361.77	40.92	0.40	81.11	82.13	8,374.93	-1.24	121% σ'_{co} ^{0.836}
83.20	103	III	1.19	1.75	49.00	0.91	12,268.97	10,650.44	52.00	0.51	90.06	96.06	9,990.34	-8.13	121% σ'_{co} ^{0.836}
101.40	117	III	0.95	1.47	45.00	0.83	15,361.21	13,625.58	66.53	0.65	100.35	115.23	11,749.99	-12.91	121% σ'_{co} ^{0.836}
116.10	129	III	1.15	1.49	46.00	0.64	17,819.00	15,867.06	77.57	0.76	107.33	129.94	13,250.00	-17.40	121% σ'_{co} ^{0.836}

SITIO 7



SITIO 41



Con fundamento en los resultados de la tabla 4.5 podemos afirmar que este método nos ofrece una muy buena alternativa para conocer las propiedades dinámicas de los suelos a través de la aplicación de ecuaciones a suelos de similar condición del que fue obtenida, con estas ecuaciones se logra el estar por debajo de una variación de resultados de $\pm 20\%$, con respecto a los datos de la columna resonante.

Al analizar la tabla 4.5 podemos remarcar que de los ocho diferentes sondeos y las 29 muestras comparadas ninguna sobrepasa el grado de incertidumbre inicialmente fijado con una variación del $\pm 20\%$, y por esto se considera aceptable el resultado.

En las gráficas presentadas para este método se puede observar mas claramente la variación de los datos obtenidos por las formulas.

De esta forma se propone el método de utilización del esfuerzo de confinamiento para aplicarse en los suelos de la Sonda de Campeche debido a que ha proporcionado muy buenos resultados, cabe mencionar que las ecuaciones que se han producido y que son aplicadas en este trabajo fueron obtenidas de muestras tomadas en el Golfo de México en la Sonda de Campeche, por lo tanto para garantizar que las condiciones sean similares es aconsejable que sean utilizadas en esta zona, es importante que para otras zonas se hagan las pruebas de laboratorio para comprobar si estas ecuaciones siguen teniendo validez para las condiciones de confinamiento propias del sitio.

CAPÍTULO 5:

***APLICACIÓN DEL MODELO
MATEMÁTICO DEL
COMPORTAMIENTO DEL
SUELO.***

ANTECEDENTES

Con esta investigación se ha buscado el tener a la mano las herramientas para poder obtener el módulo de rigidez al corte para sitios en la Sonda de Campeche en los que se tenga algún interés en especial y no se cuente con reporte de propiedades dinámicas.

Las ecuaciones que se presentan en este trabajo que representan el módulo de rigidez al corte de las arcillas se recomienda que solo sean usados para los suelos de esta zona, eso es debido a que en este trabajo no se aplicaron a arcillas de otras zonas que por consecuencia lógica y debido a los factores de formación y a las características naturales y atmosféricas diferentes encuentren otra composición y distribución en cantidades variables de otros materiales, la metodología en cambio puede ser aplicada para cualquier región en la que se cuente con la cantidad suficiente de datos de columna resonante u otra prueba de laboratorio que revele las propiedades dinámicas del suelo

A esta fecha ya existe una bibliografía considerablemente importante de estudios de los aspectos dinámicos de los suelos en general, siendo muy reconocida la participación de investigadores mexicanos de gran nivel que se han dedicado a tratar el tema de una manera por demás significativa reconociendo la importancia que existe en conocer, entender, dominar y sobre todo difundir esta parte del estudio de los suelos para todo aquel profesional de alguna manera se encuentra inmerso en el análisis y diseño de cimentaciones de estructuras, que reviste una importancia mayor en aquellas zonas sísmicas en las cuales por la diaria actividad del hombre se requiere de la construcción de obras encaminadas a la satisfacción de su necesidades primordiales, como puede ser la vivienda, el trabajo, la transportación y la producción de energía.

Para la obtención de las ecuaciones se tuvieron a disposición un total de 14 sitios en los cuales se manejaron una cantidad de 164 estratos de suelo, para esta cantidad de estratos se localizaron e identificaron 88 estratos de arenas con sus varias clasificaciones (arena fina limosa carbonatada sílica compacta, arena fina calcárea compacta, arena fina muy compacta, etc.) y 76 estratos clasificados dentro de las arcillas que al igual que las arenas con sus variantes (arcilla calcárea firme, arcilla dura, arcilla calcárea blanda, etc.), cabe mencionar que para cada estrato se tiene una expresión en función de la presión de confinamiento que describe el comportamiento del módulo de rigidez al corte para ese tipo de suelo en particular.

Así para los 76 estratos de arcilla, encontramos solo 19 ecuaciones que representan el comportamiento dinámico para todos estos estratos, estas ecuaciones se repiten, unas con mas frecuencia que otras, esto es debido a que algunos estratos y sus características se repiten mas constantemente en la composición de la masa de suelo.

En lo que respecta al contenido de carbonatos, los estratos se dividen de la siguiente manera: Para las arenas existe un 44.94 % de arenas carbonatadas, un 37.08 % de arenas calcáreas y un 17.98 % de arenas limpias, libres de contenido de carbonatos. Para las arcillas es mas uniforme la distribución del contenido de carbonatos, clasificándose un 98.68 % de los estratos como arcilla calcárea, y solo el 1.32 % como arcilla libre de carbonatos.

En la tabla 5.1 se muestran las ecuaciones dependientes de la presión de confinamiento para las arcillas, en dicha tabla se especifica el numero de estrato del cual fue sustraída la muestra, el sitio fuente, que es el sitio de origen de la expresión presentada, la clasificación del tipo de suelo para ese estrato, y por ultimo se encuentra la columna de tipo de suelo aplicado, que son las clasificaciones para las cuales es recomendada la expresión.

Tabla 5.1 Expresiones en base a presión de confinamiento.

SITIO	NO.	ESTRATO	EXRESION	SITIO FUENTE	TIPO DE SUELO FUENTE (IP)	TIPO DE SUELO APLICADO
SITIO 40	1	IV	148 ⁿ co0.761	SITIO 40	ARCILLA CALCAREA FIRME	ARCILLAS CALCAREAS MEDIAS A MUY FIRMES.
SITIO 14	2	I	258 ⁿ co0.969	SITIO 18	ARCILLA CALCAREA BLANDA (53 %)	ARCILLA CALCAREA MUY BLANDA A BLANDA
	3	III	151 ⁿ co0.562	SITIO 16	ARCILLA CALCAREA MUY FIRME (51 %)	ARCILLA CALCAREA MUY FIRME
	4	V	193 ⁿ co0.834	SITIO 14	ARCILLA CALCAREA MUY FIRME (45 %)	ARCILLA CALCAREA MUY FIRME A DURA
SITIO 13	5	I	257 ⁿ co0.930	SITIO 13	ARCILLA CALCAREA BLANDA (50 %)	ARCILLA CALCAREA MUY BLANDA A MEDIA
	6	II	177 ⁿ co0.565	SITIO 13	ARCILLA CALCAREA MUY FIRME (44 %)	ARCILLA CALCAREA MUY FIRME
	7	IV	248 ⁿ co0.710	SITIO 13	ARCILLA CALCAREA DURA (48 %)	ARCILLAS CALCAREAS MUY FIRMES A DURAS
SITIO 7	8	III	143 ⁿ co0.469	SITIO 5	ARCILLA CALCAREA MUY FIRME (48 %)	ARCILLA CALCAREA MUY FIRME
	9	V	267 ⁿ co0.424	SITIO 3	ARCILLA CALCAREA MUY FIRME (56 %)	ARCILLA CALCAREA MUY FIRME
SITIO 42	10	III	121 ⁿ co0.4381	SITIO 42	ARCILLA CALCAREA MUY FIRME (46 %)	ARCILLAS MUY FIRMES A DURAS

En este momento que se cuenta con las ecuaciones mas usadas en los estratos de arcillas, y contando con las tablas 5.2 y 2.2 (del capítulo 2), en las cuales se muestran los acomodos de los estratos con sus clasificaciones en base al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, y las propiedades de cada sitio de el cual se obtuvieron sus principales propiedades, junto con los resultados de columna resonante que servirán para hacer la comparación de resultados, respectivamente.

En la tabla 5.2 se muestran la estratificación de algunos sitios para evidenciar la aplicación del método. El perfil estratigráfico es uno de los factores decisivos para poder asignar la expresión que ofrezca los mejores resultados,

Para lograr una aplicación adecuada, se advirtió que las ecuaciones al pertenecer a un estrato bien definido tanto en clasificación como en determinación de propiedades, se puede de manera sencilla ordenar primordialmente por el tipo de suelo al cual puede ser aplicada, el siguiente paso es el de comparar los estratos principales (se les denominará estratos principales a aquellos que: * Derivan en una expresión de comportamiento dinámico del suelo, ** Se desea conocer su comportamiento de rigidez al corte por medio de la aplicación de una expresión empírica), en segundo termino se realiza la comparación de los estratos secundarios (se le nombrará estrato secundario a aquel que: * De alguna manera tenga frontera o colindancia con un estrato principal ya sea en un estrato del cual se obtiene una expresión o en aquel en el cual se desea aplicar.)

En la tabla 5.3 se realiza la aplicación de las ecuaciones a los sitios disponibles en dicha tabla se anota el número de expresión que se utilizó para hacer la analogía. En las paginas siguientes se presentan gráficamente los resultados de las comparaciones de resultados en los que se puede apreciar de manera mas clara la importante similitud de resultados obtenidos experimentalmente y de los de columna resonante obtenido de pruebas de laboratorio.

Tabla 5.2 Estratigrafía de algunos sitios utilizados.

Perfil de Diseño del Suelo en el Sitio 29		
Estrato	Descripción	Profundidad
I	Arena fina limosa compacta	0.0 - 3.0 m
II	Arcilla media a firme	3.0 - 26.5 m
III	Arena fina a arena fina a media limosa muy compacta	26.5 - 31.7 m
IV	Arcilla muy firme	31.7 - 37.8 m
V	Arcilla firme intercalada con arena fina arcillosa a arena fina media compacta a compacta	37.8 - 50.6 m
VI	Arcilla dura	50.6 - 55.2 m
VII	Arcilla limosa muy firme intercalada con arena fina limosa compacta	55.2 - 60.4 m
VIII	Arcilla dura	60.4 - 89.0 m
IX	Arena fina a media compacta	89.0 - 96.0 m
X	Arcilla dura	96.0 - 100.6 m
XI	Limo arenoso medio compacto intercalado con arena limosa media compacta	100.6 - 107.0 m
XII	Arena fina a media muy compacta	107.0 - 121.9+ m

Perfil de Diseño del Suelo en el Sitio 28

Estrato	Descripción	Profundidad
I	Arcilla calcárea muy blanda a media	0.0 - 9.1 m
II	Arena fina limosa media compacta intercalada con arcilla muy firme	9.1 - 19.2 m
III	Arcilla calcárea muy firme a dura	19.2 - 37.2 m
IV	Arena fina limosa compacta	37.2 - 43.9 m
V	Arcilla dura	43.9 - 76.8 m
VI	Arena fina compacta	76.8 - 80.2 m
VII	Arcilla calcárea dura	80.2 - 84.4 m
VIII	Arena fina limosa compacta	84.4 - 87.8 m
IX	Arcilla calcárea dura	87.8 - 97.8 m
X	Arena fina limosa calcárea compacta	97.8 - 104.5 m
XI	Arcilla calcárea dura	104.5 - 117.3 m
XII	Arena fina limosa calcárea compacta	117.3 - 120.1 m

Perfil de Diseño del Suelo en el Sitio 30

Estrato	Descripción	Profundidad
I	Arena fina a arena fina limosa media compacta	0.0 - 1.4 m
II	Arcilla magra blanda a firme intercalada con arena fina limosa media compacta	1.4 - 10.7 m
III	Arena fina limosa media compacta	10.7 - 13.4 m

IV	Arcilla firme a muy firme	13.4 - 23.8 m
V	Arcilla firme a muy firme	23.8 - 37.2 m
VI	Arena limosa muy compacta a compacta	37.2 - 51.2 m
VII	Arcilla dura	51.2 - 69.2 m
VIII	Arena fina limosa a arena fina compacta	69.2 - 76.5 m
IX	Arcilla dura	76.5 - 86.3 m
X	Arena fina a media muy compacta a compacta	86.3 - 97.2 m
XI	Arcilla dura	97.2 - 111.6 m
XII	Arena media a grava fina compacta a muy compacta	111.6 - 121.9+ m

Perfil de Diseño del Suelo en el Sitio 34

Estrato	Descripción	Profundidad
I	Arcilla calcárea muy blanda a media	0.0 - 16.2 m
II	Arena fina limosa media compacta	16.2 - 20.9 m
III	Arcilla calcárea dura	20.9 - 45.4 m
IV	Arena fina limosa compacta	45.4 - 49.8 m
V	Arcilla calcárea dura	49.8 - 62.8 m
VI	Arena fina a arena fina limosa media compacta a compacta	62.8 - 71.0 m
VII	Arcilla calcárea dura	71.0 - 79.6 m
VIII	Limo arenoso a arena fina limosa media compacta a compacta	79.6 - 88.1 m
IX	Arcilla calcárea dura	88.1 - 94.5 m
X	Arena fina limosa calcárea media compacta	94.5 - 97.5 m
XI	Arcilla calcárea dura	97.5 - 114.0 m
XII	Arena fina compacta	114.0 - 121.9 m

Perfil de Diseño del Suelo en el Sitio 35

Estrato	Descripción	Profundidad
I	Arcilla calcárea muy blanda a media	0.0 - 8.2 m
II	Arena fina muy compacta	8.2 - 14.0 m
III	Arcilla calcárea dura	14.0 - 25.9 m
IV	Arena fina limosa compacta	25.9 - 31.4 m
V	Arcilla calcárea dura	31.4 - 49.4 m
VI	Arena fina limosa calcárea media compacta	49.4 - 52.1 m
VII	Arcilla calcárea muy firme a dura	52.1 - 67.7 m
VIII	Arena fina limosa media compacta a arena fina compacta	67.7 - 80.2 m
IX	Arcilla calcárea dura	80.2 - 94.5 m
X	Arena fina limosa calcárea media compacta	94.5 - 98.5 m
XI	Arcilla calcárea dura	98.5 - 121.9+ m

Perfil de Diseño del Suelo en el Sitio 37

Estrato	Descripción	Profundidad
I	Arcilla calcárea muy blanda a blanda	0.0 - 11.9 m

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

II-A	Arena fina limosa calcárea media compacta	11.9 - 17.4 m
II-B	Arena fina compacta	17.4 - 25.3 m
III	Arcilla calcárea muy firme	25.3 - 33.5 m
IV	Arena fina media compacta a muy compacta	33.5 - 57.9 m
V	Arcilla calcárea dura	57.9 - 70.4 m
VI	Arena fina media compacta a compacta	70.4 - 80.8 m
VII	Arcilla calcárea dura	80.8 - 98.5 m
VIII	Arena fina compacta	98.5 - 104.2 m
IX	Arcilla calcárea dura	104.2 - 116.7 m
X	Arena fina compacta	116.7 m - 121.9+ m

Perfil de Diseño del Suelo en el Sitio 39

Estrato	Descripción	Profundidad
I	Arcilla calcárea muy blanda a media	0.0 - 13.4 m
II	Arena fina limosa a arena fina muy compacta	13.4 - 24.7 m
III	Arcilla calcárea muy firme a dura	24.7 - 61.9 m
IV	Arcilla calcárea dura	61.9 - 79.5 m
V	Arena fina limosa compacta	79.5 - 84.4 m
VI	Arcilla dura	84.4 - 91.1 m
VII	Arena fina compacta	91.1 - 96.6 m
VIII	Arcilla calcárea dura	96.6 - 114.9 m
IX	Arena fina limosa compacta	114.9 - 118.0 m
X	Arcilla magra calcárea dura	118.0 - 121.0+ m

Perfil de Diseño del Suelo en el Sitio 41

Estrato	Descripción	Profundidad
I	Arcilla calcárea muy blanda a blanda	0.0 - 6.4 m
II	Lodo carbonatado arcilloso blando a firme	6.4 - 14.9 m
III	Arcilla calcárea firme a dura	14.9 - 122.5 m

Tabla 5.3 Aplicación de las ecuaciones a los estratos de arcilla.

Síto	Penetración	No de Muestra	Estrato	Índice de Sobreconsolidación OCR	Índice de Plasticidad (IP%)	Presión Lateral: No	Esfuerzo vertical efectivo σ'_{vo} (t/m ²)	Esfuerzo de Confinamiento σ'_{cp} (t/m ²)	Esfuerzo de Confinamiento σ'_{co} (MPa)	Expresión empírica G_{max} (MPa)	FUGRO Columna Resonante G_{max} (MPa)	FUGRO Columna Resonante G_{max} (t/m ²)	Grado de incompresibilidad %	Expresión usada
SITIO 1	24.90	80	III	3.37	40.00	1.20	3.717.81	4.360.33	0.21	137.42	144.44	14.729.19	-4.86	9
	86.70	87	VII	1.30	45.26	0.78	10.714.23	9.152.21	0.44	106.23	115.11	11.330.17	-1.89	6
SITIO 2	24.90	81	III	3.69	55.56	1.34	3.675.84	4.499.53	0.22	61.05	61.11	6.231.59	0.86	5
	64.50	86	VII	1.38	45.56	0.81	10.809.80	9.233.01	0.44	188.89	213.80	21.810.00	-11.89	9
SITIO 3	24.90	54	III	2.51	50.53	1.09	3.738.49	3.972.79	0.19	65.86	63.16	6.440.32	3.96	8
	85.70	83	VII	1.24	49.47	0.77	10.943.97	9.248.56	0.44	189.03	189.47	19.320.97	-0.23	9
	100.80	110	XI	1.49	52.63	0.85	16.812.77	15.060.64	0.72	232.57	226.32	23.077.80	2.76	9
SITIO 4	21.90	85	III	5.08	48.00	1.55	3.368.78	4.830.12	0.22	82.84	82.16	6.338.55	1.09	3
	67.80	92	VII	1.28	83.00	0.80	11.455.79	9.895.48	0.47	194.52	189.47	19.320.56	2.86	9
SITIO 6	24.90	83	III	3.22	53.68	1.24	3.696.72	4.299.94	0.21	68.14	83.16	6.440.31	7.80	8
	101.10	117	XI	1.81	46.32	0.87	16.875.43	15.422.37	0.74	234.79	226.32	23.077.78	3.74	9
SITIO 6	24.40	49	III	4.51	47.36	1.48	3.898.72	4.820.72	0.23	71.96	65.79	6.706.61	9.38	8
	47.20	86	V	1.34	51.57	0.80	7.748.50	6.718.21	0.32	165.06	163.16	16.637.48	1.17	9
	67.40	86	VII	1.24	49.47	0.77	11.111.05	9.380.77	0.45	190.25	189.47	19.320.97	0.41	9
	97.20	110	XI	1.04	50.53	0.70	16.186.21	12.994.35	0.62	218.34	221.05	22.541.13	-1.23	9
SITIO 7	19.80	50	III	5.15	47.36	1.56	2.526.81	3.472.68	0.17	53.15	54.59	5.586.63	-2.84	3
	50.20	79	V	1.47	51.57	0.84	8.128.40	7.253.18	0.35	170.51	164.86	16.811.04	3.43	9
	101.80	113	XI	1.41	49.47	0.82	16.708.34	14.888.66	0.70	229.99	224.32	22.874.27	2.53	9
SITIO 8	16.30	38	III	4.47	48.42	1.27	2.568.91	3.031.31	0.15	49.11	50.00	5.068.56	-1.79	3
	44.10	86	V	1.61	22.11	0.74	7.372.56	6.064.65	0.29	103.44	105.26	10.733.53	-1.73	7
SITIO 9	16.90	43	III	1.33	2.230.56	1.33	2.230.56	2.721.29	0.13	53.73	52.63	5.368.97	2.08	6
	41.40	73	IV	5.24	41.05	0.78	6.672.90	5.994.20	0.27	98.56	100.00	10.197.16	-1.44	7
SITIO 10	20.30	80	III	4.64	45.00	1.45	3.104.41	4.088.58	0.20	66.55	59.48	6.083.23	11.93	8
	83.40	79	VII	1.23	83.00	0.76	11.007.25	9.300.39	0.45	140.59	140.54	14.331.09	0.04	7
SITIO 11	24.40	57	IV	3.78	50.00	1.10	3.696.89	3.981.63	0.19	132.23	133.37	13.599.99	-0.86	9
	48.30	72	VI	1.73	50.00	0.82	7.680.81	6.656.52	0.32	166.42	166.71	17.000.00	-1.36	9
	88.30	85	VIII	1.15	89.00	0.78	11.367.30	9.548.53	0.46	191.80	191.23	19.500.00	0.19	9
	101.20	108	XII	1.67	71.00	0.70	17.204.56	13.763.65	0.66	223.73	221.63	22.800.00	0.95	9

Tabla 5.3 Aplicación de las ecuaciones a los estratos de arcilla.

Sdo	Penetración	No de Muestra	Estrato	Indice de Sobrecompensación OCR	Indice de Plasticidad (IP%)	Presion Lateral (k)	Esfuerzo vertical efectivo (kPa)	Esfuerzo de Confinamiento (kPa)	Esfuerzo de Confinamiento (MPa)	Esprusion empirica (kPa)	FUGRO Columna Resistente (MPa)	FUGRO Columna Resistente (kPa)	Grado de Incandumbre %	Esprusion usoso
SITIO 12	18.80	52	III	5.23	43.16	1.28	2,673.34	3,172.36	0.15	56.77	57.80	5,903.65	1.52	8
	60.70	73	VII	1.56	55.79	0.62	10,171.21	9,815.05	0.42	134.42	136.84	13,954.00	-1.77	7
	108.20	90	XIV	1.19	50.53	0.75	19,360.80	18,134.00	0.77	206.47	209.26	20,931.00	0.59	7
SITIO 13	11.10	35	I	1.00	52.00	0.69	1,044.27	829.85	0.04	12.80	13.16	1,341.95	-2.75	5
	20.00	51	II	3.78	51.00	1.34	2,349.01	2,867.60	0.14	55.63	52.63	5,366.77	5.66	6
	46.00	76	IV	1.81	50.00	0.93	6,787.76	6,463.31	0.31	107.84	105.26	10,733.53	2.45	6
	62.20	88	VI	1.49	95.00	0.90	9,659.51	8,997.39	0.43	136.39	128.95	13,149.24	5.77	7
	96.00	106	X	1.16	66.00	0.78	15,925.14	13,361.21	0.64	180.79	168.42	17,174.08	7.34	7
	113.80	116	XII	1.24	43.00	0.76	19,580.09	16,454.54	0.79	206.38	194.74	19,657.95	7.52	7
SITIO 14	22.90	57	III	4.27	47.00	1.42	3,366.78	4,334.21	0.21	60.47	54.05	5,511.56	11.67	3
	50.50	85	V	1.86	49.00	0.94	8,354.17	8,018.17	0.38	96.66	83.78	8,543.16	3.67	4
	100.50	123	IX	1.26	91.00	0.63	16,708.34	14,781.67	0.71	144.66	137.84	14,055.77	4.95	4
SITIO 16	24.90	55	III	3.04	54.73	1.03	3,842.92	3,919.78	0.19	57.03	53.63	5,366.97	8.36	3
	65.10	74	VII	1.52	52.63	0.66	11,131.94	10,092.96	0.48	98.66	94.74	9,660.48	4.39	3
SITIO 16	21.80	47	IV	3.31	54.73	1.15	3,341.67	3,675.84	0.18	54.94	52.63	5,366.97	4.36	3
	53.90	78	VI	1.49	50.53	0.75	9,106.05	7,566.37	0.36	120.86	118.42	12,075.56	2.06	7
	80.10	98	VI	1.04	48.42	0.72	13,366.68	10,871.57	0.52	156.00	152.63	15,564.13	2.21	7
	113.80	124	X	1.41	38.95	0.70	19,296.14	15,438.51	0.74	200.11	200.00	20,384.32	0.06	7
SITIO 17	9.30	30	I	1.40	45.26	0.67	939.84	733.06	0.04	13.80	15.78	1,610.03	-12.57	5
	20.40	62	III	3.46	44.21	1.12	3,049.27	3,293.21	0.16	51.53	52.63	5,366.97	-2.09	3
	60.80	81	V	1.13	48.32	0.75	10,150.32	8,456.60	0.40	130.54	131.56	13,417.32	-0.79	7
	83.70	110	VII	1.06	64.21	0.75	14,014.13	11,678.44	0.56	164.14	165.79	16,905.77	-1.00	7
SITIO 18	21.90	62	III	3.27	57.69	1.13	3,195.47	3,472.41	0.17	53.15	52.63	5,366.97	0.98	3
	59.30	81	V	1.44	50.53	0.75	9,711.73	8,063.11	0.39	126.51	126.32	12,880.64	0.15	7
	85.40	103	VII	0.96	48.42	0.75	14,097.67	11,748.06	0.56	164.83	165.79	16,905.77	-0.58	7
SITIO 19	59.30	86	V	1.29	50.53	0.73	10,004.12	8,203.38	0.39	127.73	130.56	13,313.00	-2.16	7
	89.20	112	VII	1.09	46.32	0.73	14,965.74	12,296.51	0.59	170.26	172.22	17,561.75	-1.14	7
SITIO 20	31.40	46	III	2.00	58.00	1.00	5,222.61	5,222.61	0.25	67.40	69.64	7,121.21	-3.49	3
	64.30	71	VI	0.96	45.00	0.80	11,060.07	8,585.39	0.46	112.23	112.93	11,515.14	-0.62	6
	82.60	85	VIII	1.50	48.00	0.75	12,566.19	10,496.63	0.50	118.35	130.76	13,333.33	-9.48	8
	108.20	102	VIII	1.11	63.00	0.75	16,433.45	15,361.21	0.74	147.66	157.50	16,000.61	-6.11	6

Tabla 5.3 Aplicación de las ecuaciones a los estratos de arcilla.

Sito	Penetración	No de Muestra	Estrato	Índice de Sobrecarga: dación OCR	Índice de Plasticidad (IP%)	Presión Lateral: ho	Esfuerzo vertical efectivo: n'vo (lb/ft ²)	Esfuerzo de Confinamiento: (σ _{co}) (lb/ft ²)	Esfuerzo de Confinamiento: σ _{co} (MPa)	Expresión empírica G _{max} (Vib)	FUGRO Columna Resonante G _{max} (MPa)	FUGRO Columna Resonante G _{max} (lb/ft ²)	Grado de Incoherencia %	Expresión usada
SITIO 21	19.80	46	III	4.00	54.00	1.30	3,072.24	3,666.69	0.18	72.39	74.72	7,619.05	-3.12	7
	24.40	55	IV	3.61	43.00	1.00	3,666.69	3,666.69	0.18	127.98	133.09	13,571.43	-3.84	9
	66.80	60	IX	1.23	54.00	0.75	11,367.30	9,472.75	0.45	190.95	193.80	19,761.90	-1.47	9
	105.20	106	XIII	1.10	60.00	0.70	17,819.00	14,255.20	0.68	227.08	226.49	23,095.23	0.26	9
SITIO 22	21.30	49	III	3.81	58.00	1.20	3,225.85	3,655.97	0.18	71.98	76.45	8,000.00	-6.28	7
	31.40	80	IV	2.75	55.00	1.00	4,915.59	4,915.59	0.24	144.59	149.55	15,250.00	-3.32	9
	60.70	80	VI	1.06	53.00	0.80	10,445.62	8,052.87	0.43	187.32	189.78	19,249.99	-0.77	9
SITIO 23	19.80	43	III	3.82	54.00	1.20	3,379.47	3,830.06	0.18	74.38	76.45	8,000.00	-5.20	7
	26.50	55	IV	3.14	47.00	1.00	4,301.14	4,301.14	0.21	136.63	140.97	14,375.00	-3.08	9
	55.80	73	VI	1.33	50.00	0.80	9,631.18	8,520.35	0.41	182.56	182.65	18,625.00	-0.05	9
	81.40	95	VIII	0.84	54.00	0.75	14,132.31	11,778.93	0.56	208.42	208.59	21,249.99	0.49	9
SITIO 24	10.50	32	I	1.13	51.00	0.70	1,534.12	1,228.90	0.08	17.05	15.94	1,625.00	8.99	2
	56.10	84	VII	2.67	31.00	0.89	9,216.73	8,540.83	0.41	131.44	145.87	14,874.99	-9.89	7
	61.10	102	IX	2.37	46.00	0.45	13,825.09	8,755.89	0.42	184.86	188.78	19,249.99	-2.17	9
	114.00	124	XII	1.30	45.00	0.45	20,481.61	12,971.89	0.62	218.16	230.46	23,500.00	-5.33	9
SITIO 25	10.50	32	I	1.13	51.00	0.73	1,536.12	1,264.27	0.05	17.52	14.71	1,500.00	16.11	2
	22.90	56	III	1.77	47.00	0.91	3,364.28	3,378.77	0.16	37.00	34.32	3,500.00	7.81	1
	56.10	84	VII	2.67	31.00	1.01	9,216.73	8,267.03	0.44	87.68	115.23	11,749.99	-15.23	8
	81.10	102	IX	2.37	46.00	1.06	13,825.09	14,342.00	0.80	189.91	174.07	17,749.99	9.10	7
	114.00	124	XII	1.30	45.00	0.78	20,481.61	17,491.57	0.64	218.66	193.66	19,749.99	12.90	7
SITIO 26	22.90	57	III	1.21	15.00	0.72	2,867.43	2,333.13	0.11	27.82	34.32	3,500.00	-16.87	1
	57.30	81	VII	2.83	22.00	1.11	9,421.54	10,135.42	0.49	115.95	115.23	11,749.99	0.63	8
	63.20	99	IX	2.14	56.00	1.02	14,337.13	14,498.72	0.69	191.37	171.62	17,500.00	11.51	7
	112.00	117	XII	1.12	45.00	0.72	20,071.98	16,391.26	0.78	208.80	193.68	19,749.99	7.81	7
SITIO 27	22.90	48	III	2.20	59.05	1.00	3,072.24	2,867.43	0.14	32.66	31.87	3,250.00	2.47	1
	57.30	72	VII	1.65	34.29	1.01	9,421.54	9,452.95	0.45	98.80	114.00	11,825.00	-13.51	8
	82.90	91	IX	1.97	54.28	0.90	14,541.95	13,572.49	0.65	182.82	178.52	18,000.00	3.46	7
	106.20	105	XII	1.80	45.71	0.80	19,252.72	16,685.69	0.80	211.46	188.78	19,249.99	12.01	7
SITIO 28	24.40	56	III	4.00	38.00	1.36	4,806.36	5,702.06	0.27	77.79	76.45	8,000.00	-0.85	8
	50.30	76	V	1.20	36.00	0.74	8,704.89	7,198.90	0.34	116.42	127.49	13,000.00	-8.68	7
	75.90	97	V	1.76	63.00	0.93	12,801.01	12,226.12	0.59	166.57	159.36	16,250.00	6.41	7
	106.80	119	XI	0.97	23.00	0.65	19,969.57	15,349.87	0.73	199.29	188.78	19,249.99	5.57	7

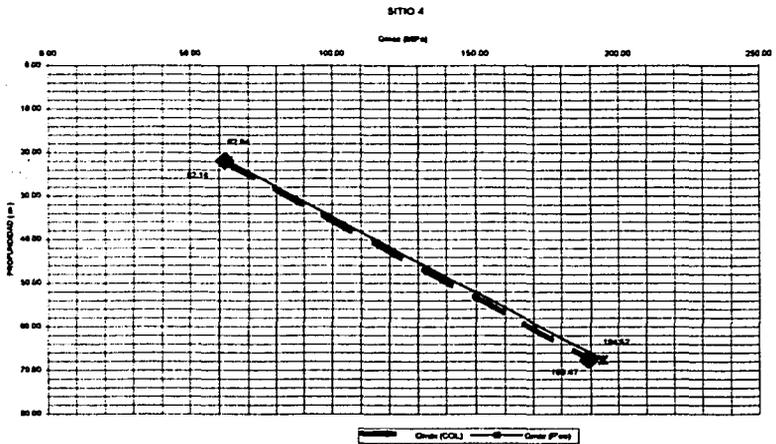
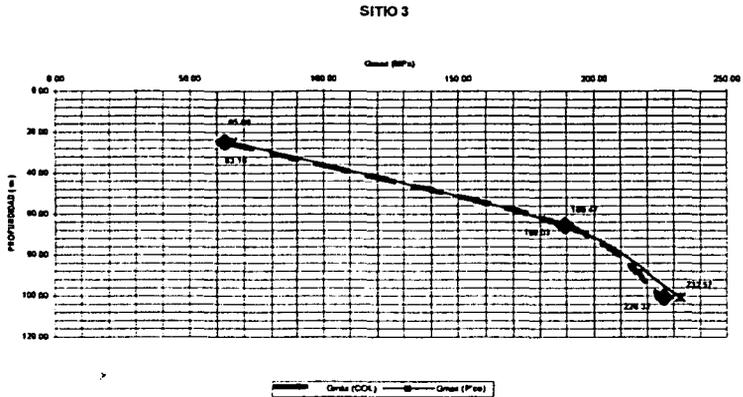
Tabla 5.3 Aplicación de las ecuaciones a los estratos de arcilla.

Sitio	Penetración	No de Muestra	Estrato	Índice de Sobreconsolidación, OCR	Índice de Plasticidad (IP%)	Presión Lateral, K_0	Esfuerzo vertical efectivo, σ'_{v0} (t/cm ²)	Esfuerzo de Confinamiento, σ'_{c0} (t/cm ²)	Esfuerzo de Confinamiento, σ'_{c0} (MPa)	Expresión empírica, G_{max} (MPa)	FUGRO Columna Resonante G_{max} (MPa)	FUGRO Columna Resonante G_{max} (t/cm ²)	Grado de Incertidumbre %	Expresión usada
SITIO 21	5 00	10	II	3.62	19.00	1.25	819.26	957.90	0.05	14.18	13.48	1,375.00	5.15	1
	18 10	51	II	2.33	38.00	1.03	2,457.79	2,515.01	0.12	29.56	29.74	2,625.00	14.82	1
	66 00	95	VIII	1.79	48.00	0.92	12,963.42	12,191.36	0.56	169.27	152.00	15,500.00	11.36	7
SITIO 30	18 80	44	IV	2.13	23.00	0.97	2,304.18	2,254.44	0.11	41.33	44.13	4,500.00	-6.34	3
	31 40	85	V	1.24	26.00	0.74	4,008.36	3,814.58	0.16	56.13	61.29	6,250.00	-8.41	3
	63 70	83	VII	0.76	20.00	0.56	11,264.69	6,075.98	0.36	129.32	147.10	15,000.00	-14.13	7
SITIO 31	24 50	49	III	4.94	49.00	1.14	4,147.53	4,534.63	0.22	83.85	78.45	8,000.00	6.88	7
	52 70	85	V	1.16	50.00	0.80	9,370.34	8,120.96	0.36	126.82	120.13	12,250.00	5.57	7
	85 00	85	VII	1.70	62.00	0.80	15,053.99	13,048.79	0.62	177.57	164.26	16,750.00	8.10	7
SITIO 32	24 40	61	III	4.65	33.00	1.10	3,379.47	3,604.76	0.17	71.24	78.01	7,954.55	-6.67	7
	35 10	70	IV	2.16	50.00	0.95	5,222.81	5,048.72	0.24	64.96	60.18	6,136.36	7.84	10
	66 00	93	VI	1.07	55.00	0.75	11,080.07	9,216.73	0.44	84.56	89.15	9,000.91	-5.15	10
	97.50	114	VIII	0.79	52.00	0.75	15,975.66	13,313.05	0.64	116.19	118.13	12,045.48	-1.64	3
	119.20	132	VIII	1.25	51.00	0.75	19,862.35	16,365.29	0.78	131.11	139.30	14,204.55	-5.68	3
SITIO 33	24 40	50	III	5.74	50.00	1.19	3,963.92	4,409.81	0.22	83.36	86.66	8,837.21	-3.77	7
	66 00	74	V	0.96	50.00	0.80	12,596.19	10,916.70	0.32	202.79	200.66	20,465.11	1.04	9
	90.50	90	VII	1.54	45.00	0.80	16,560.11	14,378.10	0.66	227.91	225.78	23,023.25	0.94	9
	112.50	106	VII	0.66	53.00	0.77	20,276.80	17,167.66	0.82	245.71	241.75	24,851.16	1.64	9
SITIO 34	12 20	37	I	1.15	37.00	0.73	1,536.12	1,255.52	0.06	17.40	14.71	1,500.00	16.32	2
	42 70	69	III	2.57	38.00	1.06	7,168.57	7,563.94	0.36	120.61	107.87	11,000.00	11.99	7
	57 30	78	V	3.40	46.00	1.26	10,240.81	12,049.48	0.56	121.99	125.03	12,750.00	-2.43	4
SITIO 35	17 10	42	II	6.72	42.00	1.77	2,560.20	3,670.93	0.19	64.87	71.10	7,250.00	-8.77	7
	35 70	65	V	2.69	48.00	1.13	7,168.57	7,786.54	0.37	89.62	96.07	10,000.00	-8.31	7
	57 00	70	VII	2.66	30.00	1.13	10,752.85	11,706.79	0.56	109.00	120.13	12,250.00	-0.27	7
	86 10	94	IX	2.50	58.00	1.10	16,385.29	17,517.35	0.84	131.68	149.55	15,250.00	-11.95	7
	102.00	105	XI	2.32	26.00	1.02	19,457.53	19,684.11	0.94	139.06	156.91	16,000.00	-11.36	7
SITIO 36	18 20	39	IV	5.78	43.00	1.64	2,473.25	3,531.87	0.17	62.56	57.69	5,903.14	8.10	6
	45 40	75	VIII	1.68	42.00	0.86	7,664.61	7,066.42	0.34	115.27	113.66	11,562.13	1.40	7
	93 50	105	XII	1.32	66.00	0.81	19,511.36	17,099.50	0.82	215.17	198.53	20,244.42	8.38	7

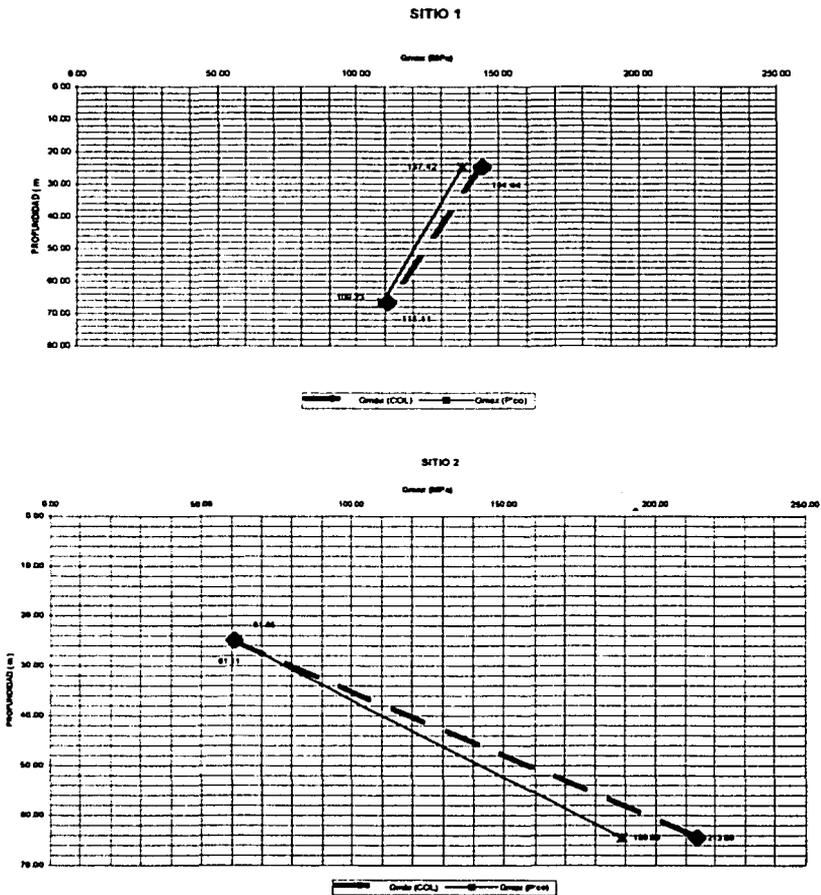
Tabla 5.3 Aplicación de las ecuaciones a los estratos de arcilla.

Sito	Penetración	No de Muestra	Estrato	Índice de Sobrecorrelación, OCR	Índice de Platicidad (IP%)	Plumón Lateral Ko	Esfuerzo vertical efectivo n'vo (lb/ft ²)	Esfuerzo de Confinamiento (P _{co} (lb/ft ²))	Esfuerzo de Confinamiento (P _{co} (MPa))	Expresión empírica, Gm/s (Mdal)	FUGRO Columna Resonante Gm/s (MPa)	FUGRO Columna Resonante Gm/s (lb/in ²)	Grado de Incertumbre %	Expresión usada
SITIO 37	27.00	52	III	2.52	49.00	1.09	4,301.14	4,569.97	0.22	70.12	63.74	6,500.00	10.00	8
	90.80	88	VII	1.66	62.00	0.90	15,975.66	14,958.16	0.72	122.28	125.03	12,750.00	-2.21	8
	109.10	100	IX	1.29	48.00	0.78	19,047.90	19,272.21	0.78	127.20	144.65	14,750.00	-12.06	8
SITIO 38	12.20	40	I	1.71	47.00	0.90	1,433.71	1,336.57	0.06	19.94	19.61	2,000.00	1.65	5
	48.80	80	III	3.53	50.00	1.30	6,963.75	8,339.75	0.40	103.45	94.36	9,625.00	9.90	6
SITIO 39	41.80	70	III	0.82	43.00	0.82	6,963.75	5,192.56	0.25	82.32	115.23	11,749.99	-19.88	7
	66.80	93	IV	1.26	42.00	0.77	11,879.34	10,022.54	0.48	147.25	152.00	15,500.00	-3.13	7
SITIO 40	15.80	52	IV	2.37	55.00	1.07	2,086.54	2,185.92	0.10	26.57	25.00	2,549.29	6.26	3
	45.00	71	V	1.51	63.00	0.86	6,162.09	5,621.01	0.27	94.51	53.95	5,501.37	1.04	3
	87.40	89	VII	1.41	85.00	0.86	9,649.07	8,754.21	0.42	76.36	72.37	7,379.68	5.52	3
SITIO 41	31.20	56	III	1.69	46.00	0.89	4,606.36	4,275.94	0.20	60.40	51.48	5,249.50	17.32	10
	47.70	72	III	1.76	63.00	0.93	6,758.93	6,126.10	0.29	70.71	66.19	6,749.50	6.83	10
	65.50	87	III	1.25	37.00	0.74	9,523.95	8,361.77	0.40	81.11	82.13	8,374.93	-1.24	10
	83.20	103	III	1.75	49.00	0.91	12,285.97	10,850.44	0.51	90.06	96.06	9,999.34	-8.13	10
	101.40	117	III	1.47	45.00	0.83	15,361.21	13,625.56	0.65	100.35	115.23	11,749.99	-12.91	10
	118.10	129	III	1.49	46.00	0.84	17,819.00	15,667.06	0.76	107.33	129.94	13,250.00	-17.40	10

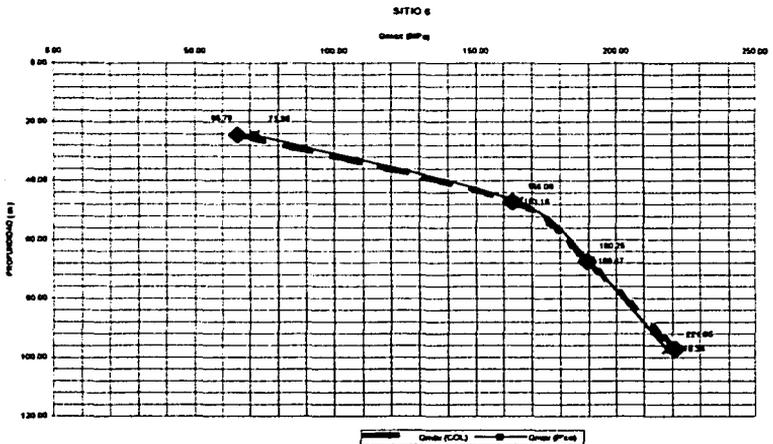
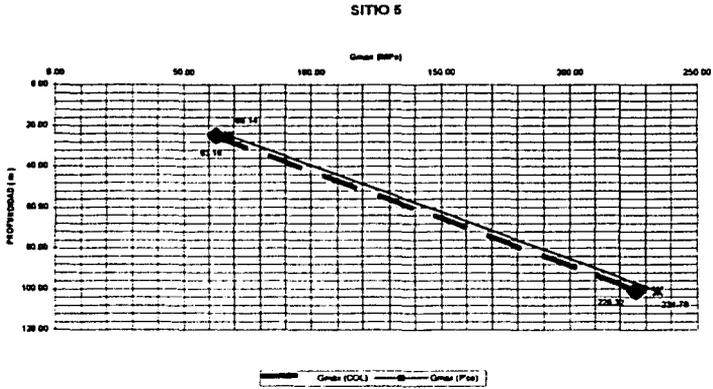
Gráfica 1-2. Ecuaciones de presión de confinamiento.



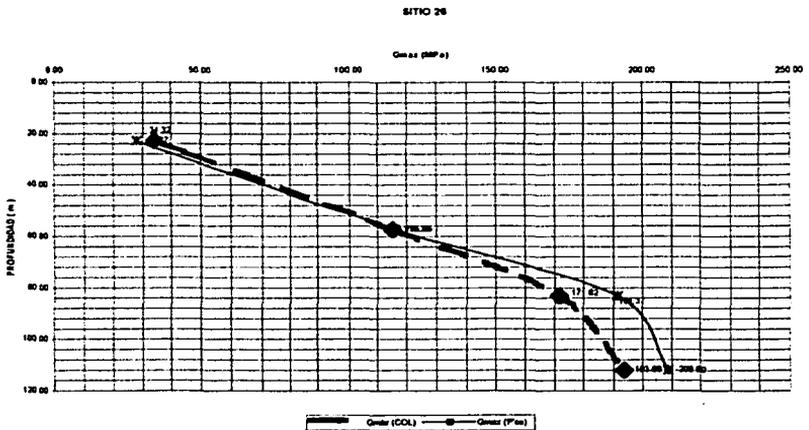
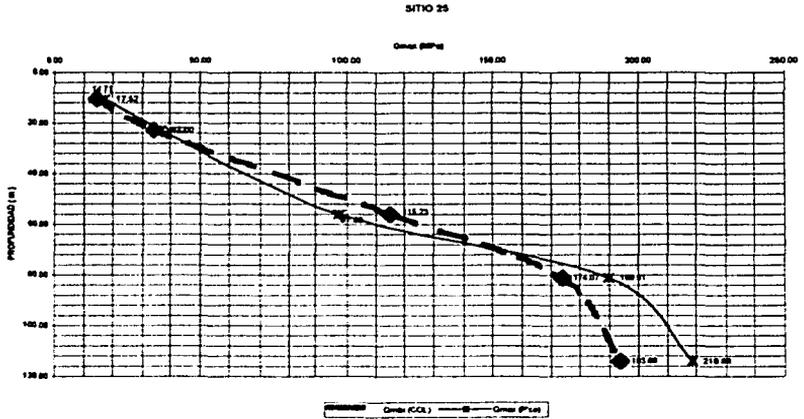
Gráfica 3-4 Ecuaciones de presión de confinamiento.



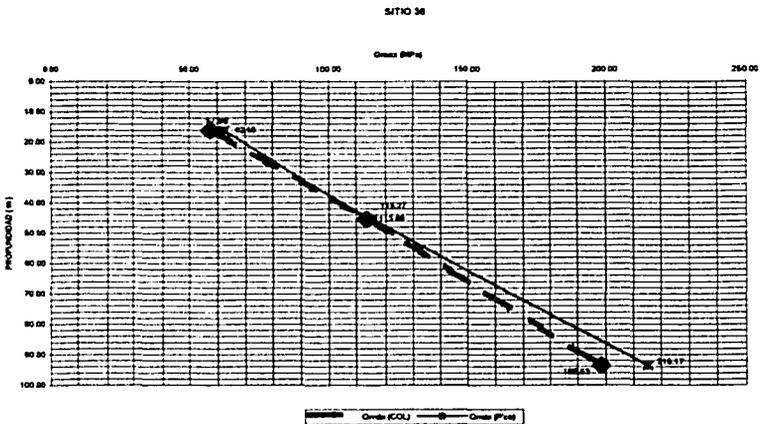
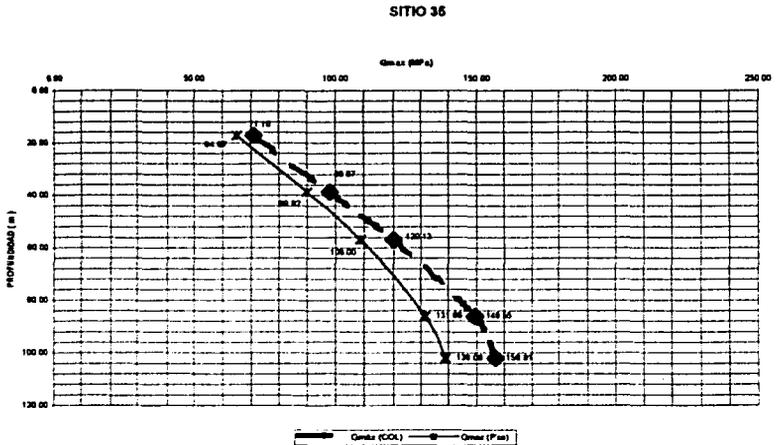
Gráfica 5-6 Ecuaciones de presión de confinamiento.



Gráfica 7-8 Ecuaciones de presión de confinamiento.



Grafica 9-10 Ecuaciones de presión de confinamiento.



Conclusiones

Al término de este trabajo de investigación se ha podido concluir que se logró cubrir con el objetivo inicialmente planteado de encontrar una forma de correlacionar las propiedades estáticas con las propiedades dinámicas, en especial con el módulo de rigidez al corte de los suelos cohesivos de la Sonda de Campeche.

El método que finalmente simuló las características dinámicas de los suelos resultó de la evaluación de cuatro métodos y fue elegido por ser el que mejor se ajusta a los resultados de los reportes dinámicos que ya se tenían y que sirvieron de base para la comparación de parámetros, este fue el método que en un 100% de los estratos aplicado proporcionó una discrepancia de $\pm 20\%$ que se puede considerarse un resultado aceptable.

En la tabla 5.4 se muestra una evaluación en porcentajes de los resultados que se obtuvieron de la aplicación del método de utilización de esfuerzo de confinamiento, en la cual se puede destacar que para todos los estratos aplicados resultó en un cien por ciento de efectividad.

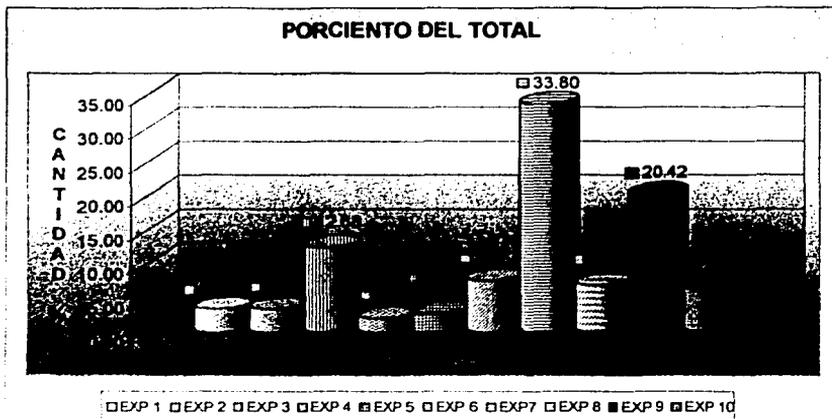
Tabla 5.4 Evaluación en porcentajes de los resultados del método de utilización de esfuerzo de confinamiento

EVALUACION DEL MÉTODO		
NUMERO DE EXPRESION	CANTIDAD DE ESTRATOS	PORCENTAJE DE UTILIZACION %
EXPRESION # 1	5.00	3.52
EXPRESION # 2	5.00	3.52
EXPRESION # 3	18.00	12.68
EXPRESION # 4	3.00	2.11
EXPRESION # 5	4.00	2.82
EXPRESION # 6	11.00	7.75
EXPRESION # 7	48.00	33.80
EXPRESION # 8	10.00	7.04
EXPRESION # 9	29.00	20.42
EXPRESION # 10	9.00	6.34
TOTALES	142.00	100.00

Con la Tabla 5.4 podemos darnos cuenta de la expresión que más se utilizó para dotar de características dinámicas a los estratos fue la número 7, que se refiere a una *arcilla calcárea dura confinada por arena fina calcárea compacta* o por *arena fina limosa carbonatada silica compacta a muy compacta*. Este hecho nos mueve a suponer que este arreglo de estratos es el que más se repite en esta zona de la Sonda de Campeche. Cabe mencionar también que lo anterior es válido para profundidades de 20 m y mayores, ya que para profundidades menores a 20 m se contó con pocos estratos para experimentar.

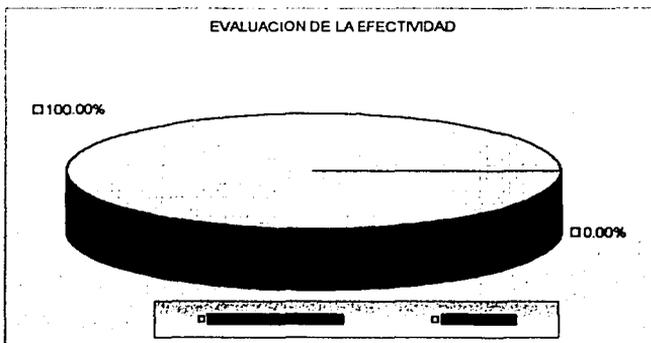
En la siguiente grafica se muestra esquemáticamente la variación del porcentaje de utilización de las expresiones utilizadas para la obtención del módulo de rigidez al corte en los estratos de arcillas ensayados.

Grafica 5.11 Variación del porcentaje de utilización de las expresiones.



En la Gráfica 5.12 se muestra esquemáticamente el porcentaje de efectividad del método elegido, para la aplicación a los suelos de la Sonda de Campeche.

Grafica 5.12 Eficiencia del método de utilización de la presión de confinamiento.



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

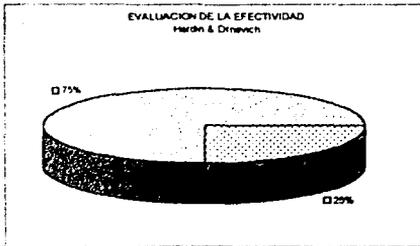
Evaluación de todos los métodos:

Para la evaluación de los cinco métodos mostrados en el capítulo cuatro de este trabajo, se puede resumir esquemáticamente con la Tabla 5.5 y con las graficas 5.13 a 5.16 y con la 5.12 ya mostrada anteriormente, tomándose el porcentaje de efectividad.

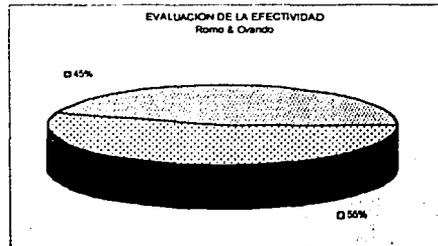
Tabla 5.5 Evaluación en porcentajes de los resultados de los métodos de utilizados para la obtención de las propiedades dinámicas.

MÉTODO UTILIZADO	PORCENTAJE FUERA DE RANGO	PORCENTAJE DE EFECTIVIDAD
Hardin & Drnevich	75.00	25.00
Romo & Ovando	45.00	55.00
Velocidad de ondas Cs	77.27	22.72
Velocidad de ondas Vs	72.72	27.27
Utilización del esfuerzo de confinamiento	0.00	100.00

Grafica 5.13 Eficiencia del método de Hardin & Drnevich.

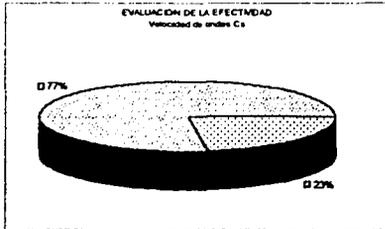


Grafica 5.14 Eficiencia del método de Romo & Ovando.

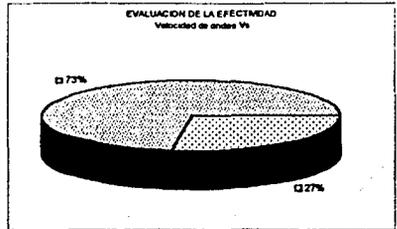


TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Grafica 5.15 Eficiencia del método de velocidad de ondas Cs.



Grafica 5.16 Eficiencia del método de velocidad de ondas Vs.



Los resultados presentados en esta investigación son basados en la cantidad de datos que se tuvieron a disposición y pueden ser modificados los porcentajes de efectividad, cuando se haga un estudio mas detallado de cada método y con familias de datos más grandes.

Finalmente al término de esta investigación y en base a la aplicación de los diferentes métodos anteriormente referenciados; se tiene que se pudo elegir el método más idóneo para conocer el módulo de rigidez al corte de los suelos arcillosos de la Sonda de Campeche, en el Golfo de México, fundamentados en bibliografía ya existente y en el resultado de algunos de los sitios ya estudiados por empresas nacionales e internacionales para Petróleos Mexicanos (PEMEX)

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**