

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



**Alcances Ingenieriles al Estudio de la Respuesta Sísmica y
Efectos de Licuación de Suelos Bajo Movimientos
Multi-Direccionales**

TESIS
Para optar el Título Profesional de
INGENIERO CIVIL

Huber Esteban Salazar Chinchilla

Lima - Perú
1987

INDICE

	Pág.
INDICE	i
INTRODUCCION	1
I. METODOLOGIAS DE ESTUDIO	6
1.1 Licuación	7
1.1.1 Consecuencias	7
1.1.2 Evidencias	7
1.2 Respuesta Sísmica	8
1.3 Algunos Alcances en la Decisión de una Metodología.	8
1.3.1 En depósitos de arena	9
1.3.1.1 Registros y Descripción de sistemas severos.	9
1.3.1.2 Condiciones de suelo en el área de licuación.	10
1.3.1.3 Efectos de otros tipos de suelos en la zona de estudio.	10
1.3.1.4 Laboratorios de investigación.	11
1.3.1.5 Resultados y Discusiones	11
1.3.2 En depósitos de relave en explotaciones mineras.	13
1.3.2.1 Investigaciones geotécnicas de campo.	13
1.3.2.2 Pruebas de Laboratorio.	14
1.3.2.3 Evaluación de Resultado de campo y laboratorio.	15
1.3.3 En ciudades para una planificación urbana.	15
1.3.3.1 Registros de Intensidades Sísmicas de Terremotos significativos de licuación.	15
1.3.3.2 Selección de las intensidades sísmicas representativa.	15
1.3.3.3 Recopilación de Datos	15

	Pág.
1.3.3.4 Procedimiento para distinguir depósitos potencialmente licuables.	16
1.3.3.5 Procedimiento para confeccionar el mapa.	16
1.4 Observaciones	16
II. MODELOS EMPLEADOS PARA EL ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO DE SUELOS.	19
2.1 Preliminares	19
2.2 Criterios para Seleccionar Modelos de Suelos.	20
2.2.1 Modelo de Ramberg-Osgood	21
2.2.2 Modelo Viscoelástico Lineal	23
2.3 Modelo de Suelo No Lineal	23
2.3.1 Método de Análisis	24
2.3.2 Características	25
2.3.3 Análisis Matemático	26
2.3.3.1 Esfuerzo Efectivo	35
III. ESTUDIO DE LAS PROPIEDADES DINAMICAS DEL SUELO	38
3.1 Condiciones en el área de Licuación	39
3.2 Naturaleza General del Comportamiento Dinámico.	42
3.3 Estudios de Campo	44
3.3.1 Sondeos Exploratorios	46
3.3.1.1 Ensayos de Penetración Estandar.	46
3.3.1.2 Ensayos de Penetración Cónica.	51
3.3.1.3 Procedimientos de Muestreo	52
3.3.2 Métodos Geofísicos	59
3.3.3 Métodos Vibrosuperficial	63
3.3.4 Ensayos de Placa	65
3.3.5 Otras Pruebas de Campo	67
3.3.5.1 Métodos Vibratorios - Incaido de Pilotes	69
3.3.5.2 Ensayos de Campo con voladuras.	75

	Pág.
3.3.5.3 Método de la Resistividad Eléctrica	76
3.3.5.4 Ensayos por observación directa.	77
3.4. Laboratorios de Investigación	82
3.4.1 Aplicación de Cargas Cíclicas	85
3.4.1.1 Ensayo triaxial cíclico	85
3.4.1.2 Ensayo de corte simple cíclico.	87
3.4.1.3 Ensayo de corte por torsión.	90
3.4.2 Vibraciones Forzadas.	92
3.4.2.1 Pruebas de la Columna Resonante.	92
3.4.3 Vibraciones Libres.	94
3.4.3.1 Mesas Vibratorias.	94
3.4.4 Técnica Pulsativa	97
IV. INFLUENCIA DE ALGUNOS PARAMETROS DE SUELO	98
4.1 Densidad Relativa	99
4.1.1 Influencia del nivel freático.	103
4.1.2 Influencia de la presión de poros.	104
4.1.3 Influencia del coeficiente de permeabilidad.	109
4.2 Presión Inicial de Confinamiento.	115
4.3 Magnitud Sísmica.	118
4.4 Duración del Movimiento Sísmico.	118
V. ESTUDIO DE LA INFLUENCIA SISMICA MULTIDIRECCIONAL.	122
5.1 Criterios de Selección de la Aceleración Sísmica.	123
5.1.1 Análisis mediante correlaciones empíricas.	124
5.1.2 Análisis mediante las condiciones de esfuerzo o deformación.	125
5.2 Datos Sísmicos en el Perú.	126
5.2.1 Correlación para diferentes magnitudes sísmicas.	129

	Pág.
5.3. Influencia de la componente vertical de la aceleración principal.	132
5.4. Interacción de las dos componentes horizontales de la aceleración principal.	136
5.5. Análisis dinámico de la respuesta sísmica.	145
VI. EVALUACION DE RESPUESTAS SISMICA Y EFECTOS DE LICUACION DE SUELOS.	150
6.1 Respuestas Sísmicas en estratos llanos.	150
6.1.1 Factores que influyen en las respuestas sísmicas.	151
6.1.1.1 Distancias epicentrales.	152
6.1.1.2 Tipos de Suelos.	153
6.1.2 Procedimientos de Cálculo	154
6.1.2.1 Breve descripción de la teoría de la amplificación sísmica.	155
6.1.2.2 Depósitos de suelos sueltos encima de depósitos de suelo firme.	162
6.1.2.3 Depósitos de suelos sueltos.	164
6.2 Efectos de Licuación de Suelos.	167
6.2.1 Factores que determinan el efecto de licuación.	168
6.2.1.1 Uniformidad y forma de granos.	169
6.2.1.2 Tamaño de granos.	169
6.2.1.3 Densidad relativa.	170
6.2.1.4 Presión Inicial de Confinamiento.	171
6.2.1.5 Magnitud y Duración del Sismo.	171
6.2.2 Procedimientos para la evaluación del potencial de licuación.	171
6.2.2.1 Método Práctico, Whitman.	171
6.2.2.2 Método Simplificado, Seed e Idriss.	175

	Pág.
6.2.2.3 Método Simplificado, Ishihara.	189
6.2.2.4 Aplicación de las Normas de Regulación Sísmica para estructuras del Japón.	206
VII. MAPAS DE SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUACION EN LA CIUDAD DE CHIMBOTE.	219
7.1 Intensidades Sísmicas de Terremotos Pasados y Registros de Licuación.	219
7.2 Selección de la Magnitud Sísmica Representativa.	223
7.3 Recopilación de Datos.	224
7.4 Procedimiento para identificar depósitos potencialmente licuables.	228
7.4.1 Tipo de Suelo	229
7.4.2 Estratigrafía	230
7.4.3 Valores de N del SPT	232
7.4.3.1 Resistencia del Suelo Insitu.	233
7.4.3.2 Corrección del valor N.	235
7.4.3.3 Magnitud Sísmica.	236
7.5 Interpretación de Entradas y Salidas de Datos y Resultados.	237
7.5.1 Aplicación del Programa LASS III	237
7.5.2 Aplicación del Método Simplificado.	240
VIII. CONCLUSIONES	262
8.1 Metodologías de Estudio	262
8.2 Selección de Modelos Dinámicos de Suelos.	263
8.3 Propiedades del Suelo.	265
8.4 Influencia de algunos parámetros de suelos.	270
8.5 Influencia sísmica multidireccional.	274
8.6 Evaluación de Respuestas Sísmicos y efectos de licuación de suelos.	275
8.6.1 Respuestas Sísmicas	275
8.6.2 Licuación de Suelos	277

	Pág.
8.7 Mapas de Susceptibilidad sísmica en la Ciudad de Chimbote	279
REFERENCIAS	283

INTRODUCCION

El crecimiento vertiginoso de nuestra población, que se hacina actualmente en ciudades cada vez más grandes y un número mayor de centros poblados producto de la continua migración a las ciudades costeras, construyendo hogares dentro de la mayor improvisación y sin planificación razonable; ha contribuido finalmente, exponer sectores importantes de las ciudades a catástrofes durante terremotos, los cuales junto con las inundaciones, incendios y aludes, que precipitaron a través del curso de la historia, han causado la muerte de millares de personas. La severidad de los terremotos, acompañados con el fenómeno de licuación de suelos inestables como resultado de las oscilaciones del terreno, representan una amenaza importante a la seguridad de las estructuras.

OBJETIVO

En tal sentido, el presente trabajo tiene por objetivo exponer algunos alcances ingenieriles, basados en la revisión de informaciones relacionados con los análisis, procedimientos y métodos empleados por investigadores idóneos para evaluar las respuestas sísmicas

y sus riesgos, resultantes de licuación de suelos bajo movimientos multidireccionales producidos por los terremotos. Mediante los cuales, se elaboran Mapas de Susceptibilidad a la licuación de la Ciudad de Chimbo-te, cuyos procedimientos puede aplicarse en cualquier ciudad dentro del litoral peruano.

DESCRIPCION

En el presente trabajo de investigación, cuando se desarrollan métodos para evaluar respuestas sísmicas y potencial de licuación de suelos, no se pretende de ningún modo aplicar técnicas de estudio altamente especializadas, ni mucho menos imponer una metodología propia. El suscrito considera, que es necesario dar a conocer y analizar las nuevas técnicas que se desarrollan en el ámbito ingenieril, porque es obvio que cuanto mayor sea el acervo teórico disponible en la metodología de la Dinámica de Suelos, mayores serán las posibilidades de adquirir conocimientos fundamentales sobre el tema que está tratándose. Por tal motivo, se han revisado investigaciones existentes en la literatura extranjera cuyas apreciaciones y resultados se exponen en los capítulos siguientes, poniendo mayor énfasis en los criterios empleados en las investigaciones realizadas por especialistas peruanos.

En el capítulo I, se presenta algunos alcances en la decisión de una metodología, que permite obtener de una manera simple el seguimiento correspondiente al estudio del fenómeno de licuación. Luego, en el capítulo II, se emplea un modelo de suelo representativo al comportamiento dinámico para conseguir sistemáticamente los parámetros dinámicos. El capítulo III, resume algunos estudios de campo, ensayos de laboratorio y procedimientos que correlacionan parámetros dinámicos desarrollados y utilizados actualmente para determinar las propiedades dinámicas del suelo. De este modo, en el capítulo IV, se fija el análisis en las influencias de tales parámetros sobre las características del suelo. Asimismo, involucra el análisis - la influencia sísmica multidireccional en el capítulo V, porque entre tales influencias, existen conexiones regulares que preparan el camino a la explicación racional del fenómeno de licuación.

Por consiguiente, en el capítulo VI se establecen procedimientos de acuerdo a la interpretación de informaciones disponibles respecto a la evaluación de respuestas sísmicas y potencial de licuación de suelos, obteniéndose de esta manera, una clasificación distintiva de los suelos susceptibles a la licuación. Por

lo tanto, en el capítulo VII, se resuelve un problema específico en base a los capítulos anteriores; en este caso se ha elegido la ciudad de Chimbote porque se tiene una información condensada de los registros de campo y laboratorio, lográndose finalmente, la realización de mapas de Susceptibilidad a la Licuación con siderando las condiciones locales y geológicas. En el último capítulo se describen las conclusiones obtenidas a través de los análisis y resultados llevados a cabo para tal fin.

El mayor logro alcanzado en este trabajo de inves tiguación fué haber obtenido el delineamiento de zonas susceptibles a sufrir efectos de licuación o densificaca ción de suelos de acuerdo a diferentes niveles de movii miento en la Ciudad de Chimbote, a fin de proporcionar objetivamente soluciones técnicas cuando se tratan de resolver problemas relacionados con la disminución de la capacidad portante del suelo y racionalización en el uso de zonas dentro de la ciudad cuando se proyectan construcciones civiles u obras de arte.

Finalmente, deseo expresar mis agradecimientos, a la UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA, por las ense^ñanzas impartidas en los años de permanencia como estu

diante; al Ing. Arnaldo Carrillo Gil, por las sugerencias y constante orientación en el desarrollo del tema y a la Administración del Centro de Cómputo UNI por las facilidades brindadas en la implementación de los programas de Cómputo a empleadas en el presente trabajo de tesis.

CAPITULO I

METODOLOGIAS DE ESTUDIO

El movimiento lento y continuo que transforma la superficie terrestre, que disocia, desintegra y compone las rocas, que mineraliza las formas orgánicas y que opera por las presiones laterales o verticales - verdaderas transmutaciones de materia, se presenta al ingeniero geotécnico como una poderosa y admirable evocación a la ciencia moderna, el cual, le servirá de base para distinguir aquellos aspectos que requieren mayor estudio y/o investigaciones cuando solucionan problemas que alteran la naturaleza de los suelos y atentan a la seguridad estructural de las obras civiles.

Uno de los problemas el cual tenemos que hacer frente, es el fenómeno de licuación, tema principal del presente trabajo. Antes de presentar los alcances en la decisión de una metodología, se describirá la definición de este fenómeno.

1.1 LICUACION

Es necesario tener en cuenta, que la definición que emplea Seed et al (9), se aproxima a describir al fenómeno, según el cual un suelo no cohesivo pierde su resistencia durante un terremoto y adquiere un grado de movimiento muy alto, que va desde 1 mt. a varios cientos de metros.

De acuerdo a las actuales definiciones: "La licuación, es la posible pérdida de resistencia del suelo durante un sismo, con la inestabilidad resultante en el sitio y la pérdida de su capacidad portante (10)".

1.1.1 Consecuencias

Se han registrado en estos últimos años, como consecuencias de este fenómeno, grandes corrimientos de tierra (11), movimientos laterales en los estrados de puentes, resquebrajaduras en pavimentos, asentamientos diferenciales e inclinaciones de tanques de petróleo (4) e importantes daños en diques de relaves mineros (8), en presas, en edificios y en otras estructuras.

1.1.2 Evidencias

Las evidencias que distinguen al fenómeno después de un terremoto, se pueden resumir de la si-

guiente manera:

- Formación de pequeños volcanes de lodo y arena,
- Presencia de intensos agrietamientos, inclinaciones y asentamientos diferenciales debido a la acción sísmica.
- Expulsiones violentas de agua a través del suelo.

Ocasionalmente, se han observado estas expulsiones violentas de agua, debido a que la presión de poros excesiva se disipa por conductos verticales que permite la estructura del estrato.

1.2 RESPUESTA SISMICA

Es la resistencia del suelo a los efectos locales del suelo en términos de tensiones cíclicas o espectros debido a movimientos sísmicos, mediante el cual, define su vulnerabilidad al colapso en su estructura interna.

1.3 ALGUNOS ALCANCES EN LA DECISION DE UNA METODOLOGIA.

Realmente, un ingeniero geotécnico idóneo, no necesitará mucho tiempo ni mayores detalles para defi -

nir una metodología en un estudio de licuación de suelos para una zona determinada, mediante el cual, pueda aplicar un procedimiento adecuado para evaluar el potencial de licuación. Sin embargo, cuando se trata de obras especiales o una planificación urbana que considera este fenómeno (11,12), se requerirá de una metodología bien establecida que deberá manifestarse desde la selección y ubicación de la zona más favorable - aún entre las zonas con dificultades-. Este demandará necesariamente, estudios o investigaciones que conduzcan a determinar parámetros que si no son exactos, representan los más importantes y necesarios para formarse un juicio estimativo y suficiente en la aplicabilidad de un proyecto.

En esta sección, se contemplan básicamente las metodologías aplicadas en investigaciones en donde se han resuelto problemas de licuación en zonas inestables (3 al 8). Se indican asimismo, métodos analíticos, que se podrían aplicar en la determinación de respuestas sísmicas y licuación de suelos.

1.3.1 En depósitos de arena

1.3.1.1 Registros y Descripción de Sismos Severos.- Se deberá realizar análisis comparativos y detalla -

dos - de acuerdo a la importancia del proyecto - para elegir el sismo de diseño sobre informaciones disponibles de sismos más signifiicativos, también se recopilará registros históricos referentes a evidencias de licuación de suelos.

1.3.1.2 Condiciones de Suelo en el Area de Licuación.- Opciones:

- a) Se tratarán de encontrar zonas con evidencias de licuación y se practicarán pozos de reconocimiento o calicatas en zonas altamente licuables y zonas no licuables.
- b) Se establecerán características de los daños después de haber ocurrido un terremoto -mediante 1.3.1.1-. De tal manera, que se distribuirán los pozos de exploración en zonas de mayores daños, zonas de menores daños y zonas sin daños.
- c) Se recopilarán datos de campo registrados.

1.3.1.3 Efectos de Otros Tipos de Suelos en la Zona de Estudio.-Se debe

considerar también las propiedades de otros tipos de suelos que tienen características inestables, tales como, arenas limosas (5), depósitos aluviales (14), depósitos con partículas de piedra pómez (13), etc.

1.3.1.4 Laboratorios de Investigación.-De acuerdo a la importancia del proyecto y la aproximación requerida en los cálculos, se pueden utilizar algunos ensayos de laboratorio que determinan las propiedades dinámicas del suelo. Las muestras ensayadas serán, en lo posible, muestras inalteradas.

- Ensayos de corte simple,
- " Triaxial de compresión,
 con carga cíclica,
- Ensayos Triaxial de corte, con
 carga cíclica,
- Ensayos Triaxial torsional, con
 carga cíclica,
- Mesa vibratoria, etc.

1.3.1.5 Resultados y Discusiones.- Obtenido los resultados de campo y la

boratorio, se procederá al análisis del Potencial de Licuación. Básicamente, existen dos métodos disponibles para evaluar el potencial de licuación de un depósito de arena, sometido a un movimiento cíclico.

- A) Correlaciones empíricas de algunas características "in-situ" y observaciones de pruebas registradas.
- Método Práctico de Kishida (1970),
 - " Simplificado de Seed e Idriss (1971),
 - Método Simplificado de Finn, -
Packering y B. (1971),
 - Método Analítico Ishihara y Takahashi (1974),
 - Método Simplificado de Seed, Mori y Chan (1975),
 - Método Simple de Valera y Donovan (1977),
 - Método Simplificado de Ishihara (1977),
 - Método Simplificado de Okashi, Iwasaki, Tatsuoka (1978)
 - Método Simple de Iwasaki y Tokiida (1980),

- Método Simple de Yasuda, Keiichi y Tokida (1981),
- Método Empírico de Seed, Idriss, Arango (1981), etc.

B) Análisis de las condiciones de esfuerzo o deformación, utilizando ensayos de laboratorio triaxial cíclico y métodos de las características y elementos finitos.

- Método Analítico utilizando esfuerzos de corte, programa SHAKE (1972) de Schnabel et al,
- Método Analítico de Ghaboussi et al, LASS-II (1972),
- Programa de Cómputo APOLLO por Martin et al (1975),
- Método Integrado de Finn, Lee y Martin (1977),
- Método Analítico, considerando movimientos multidireccionales, LASS-III Ghaboussi y Dikmen (1979), etc.

1.3.2 En Depósitos de Relave de Explotaciones Mineras.

1.3.2.1 Investigaciones Geotécnicas de Campo.-

- A) Recopilación de datos sismológicos y topográficos de la zona de deposición.
 - B) Estudios de campo.- Se realizarán pozos de reconocimiento para:
 - B.1 Extraer muestras de ensayo mediante algunos métodos de muestreo (Ver Secc. 3.3.1).
 - B.2 Determinar las características físicas y mecánicas de los materiales de relave, mediante ensayos de campo.
 - B.3 Comparar los resultados de B.2 con muestras inalteradas y reconstituídas en el laboratorio.
 - C) Modo de deposición en los estanques.- Es decir, conocer los planes de operación de la mina referente a futuros movimientos del material, con el fin de establecer zonas potencialmente licuables.
- 1.3.2.2 Pruebas de Laboratorio.- Se realizarán de acuerdo al grado de aproximación de los resultados (Ver Sección 1.3.1.4).
- Ensayos de corte simple,
 - " Triaxial cíclico, etc.

1.3.2.3 Evaluación de Resultados de Campo y Laboratorio.- Las técnicas y métodos para la determinación del potencial de licuación se resuelven como si fueran depósitos de arena, Ver Sección 1.3.1.5.A.

1.3.3 En Ciudades para una Planificación Urbana

1.3.3.1 Registros de Intensidades Sísmicas de Terremotos Significativos y de Licuación.- En la zona de estudio, se recopilarán los registros de terremotos severos, daños producidos, intensidades y evidencias de licuación.

1.3.3.2 Selección de la Intensidad Sísmica Representativa.- Se analizarán las intensidades registradas y se establecerá una aceleración representativa, considerando los mapas de distribuciones sísmicas.

1.3.3.3 Recopilación de Datos.- Respecto a las siguientes características se recopilarán los datos disponibles:
- Condiciones geológicas, geomorfo-

lógicas y topográficas.

- Perfiles de suelos típicos.

1.3.3.4 Procedimiento para distinguir Depósitos Potencialmente Licuables.- Básicamente, se pueden distinguir los suelos analizando las siguientes informaciones :

- Tipos de suelo.

- Depósitos estratificados.

- Densidad de la arena.

1.3.3.5 Procedimiento para Confeccionar el Mapa.- Cada punto fijado en el mapa representará una calicata, cuyos resultados definirán su vulnerabilidad a la licuación respecto a los demás, mediante una clasificación pre establecida. Clasificación recomendable (15):

- Puede ocurrir licuación.

- Puede o no ocurrir licuación.

Puede no ocurrir licuación.

1.4 OBSERVACIONES

Las generalidades que se acaban de presentar, lógicamente están sujetos a las zonas de estudio, varian

do en cierto modo las exploraciones de campo o de laboratorio. Por ejemplo, las profundidades de los pozos de reconocimiento dependen de la importancia del estudio. De acuerdo a la calidad de los suelos encontrados en la zona de estudio, se decide realizar las correlaciones y efectos que podrían implicar significativamente la resistencia del suelo, no obstante, el empleo de los equipos de ensayo de campo y de laboratorio dependen necesariamente del grado de aproximación que se podría establecer en los resultados. Finalmente, la importancia del grado de aproximación dependen también de la disponibilidad de registros sísmicos, de los antecedentes que caracterizan el fenómeno y del método empleado.

CAPITULO II

MODELOS EMPLEADOS PARA EL ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO DE SUELOS

En este capítulo se exponen algunos modelos empleados para el estudio del comportamiento dinámico de suelos, mediante el cual, se evalúan la respuesta sísmica y licuación de estratos horizontales.

2.1 PRELIMINARES

En el estudio de la Mecánica de Suelos, cuando se refieren a las fallas, existen generalmente dos problemas con diferentes aspectos reconocidos igualmente importantes. El primer problema es determinar una condición crítica, en el cual, los suelos se encuentran sobre la línea de falla que involucran esfuerzos normales, asociados a los esfuerzos tangenciales máximos representados en un punto, Fig. 2.1. Esta condición se especifica generalmente, en términos de esfuerzos y conocidos como criterios de falla. El segundo problema, consiste, en la estimación de desplazamientos de suelos después de la ocurrencia de falla. En el ca

so de inestabilidad de talúdes, las condiciones iniciales de falla son chequeados normalmente calculando el factor de seguridad basados sobre criterios de falla relevantes en la existencia de las condiciones de suelo, y esos desplazamientos, pueden ser representados cuantitativamente.

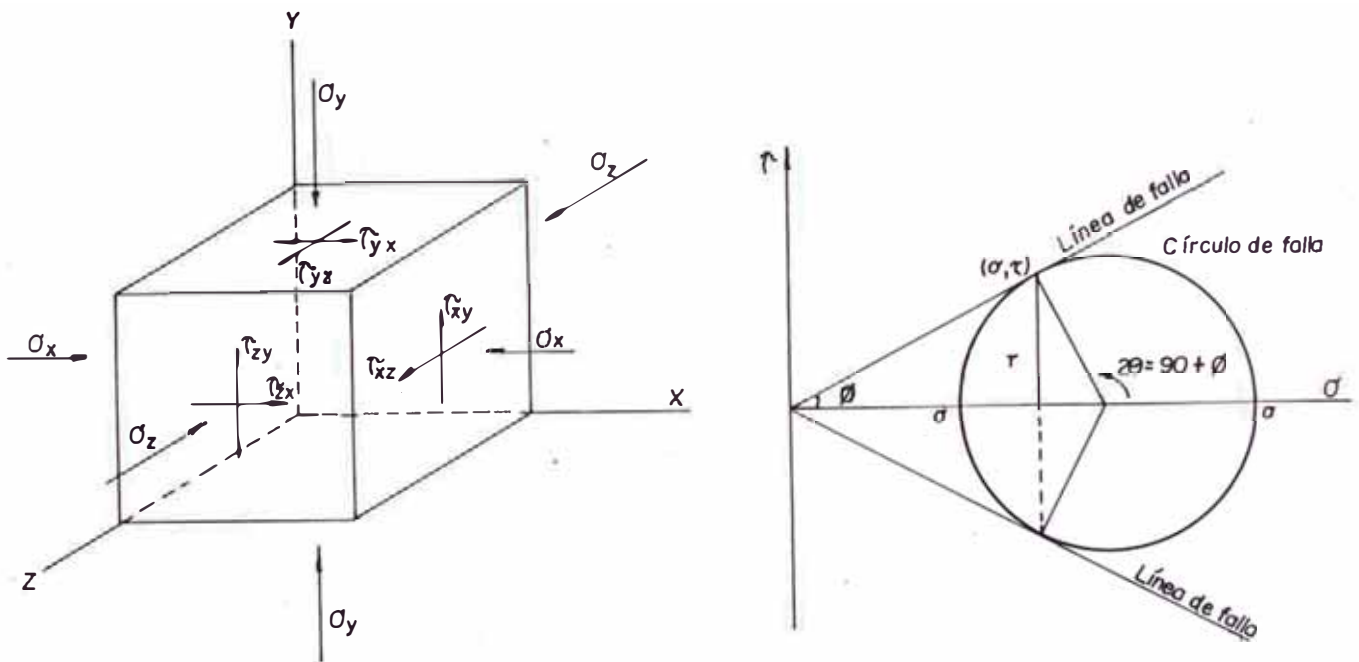


Fig. 2.1 Generalización de esfuerzos en un punto y líneas de falla en el círculo de Mohr.

Los modelos de suelo presentados en este capítulo, contempla este segundo problema, y pretende estimar deformaciones que desarrollan antes de la falla porque representa la extensión de daños resultantes de esas deformaciones. Mas aún, si estas deformaciones son producidas por movimientos cíclicos, la línea de falla tendrá también una traslación cíclica en el espacio, consecuentemente, un mayor riesgo de falla.

2.2 CRITERIOS PARA SELECCIONAR MODELOS DE SUELOS

Una vez conocido el tipo de comportamiento que el suelo tiene bajo cargas dinámicas, o lo que es lo mismo, las curvas de esfuerzo-deformación correspondientes, es posible seleccionar un modelo matemático que reproduzca a dicho comportamiento y que permita un análisis simple del mismo. Este análisis se realiza empleando las soluciones matemáticas que se obtienen para cada modelo.

Existen por lo general dos criterios para seleccionar el modelo requerido:

- 1.- Elegir un modelo que reproduzca o involucre todas las modalidades que puede tener el suelo representado, tales como, la no linealidad y el efecto viscoso.
- 2.- Elegir un modelo simple, con características de esfuerzo-deformación lineales, pero que proporcione los aspectos claves de un problema específico y tenga sus parámetros ajustados al nivel de deformaciones esperado.

En este segundo criterio, generalmente, se requiere de un proceso iterativo, es decir, se estima primeramente los parámetros y se calculan las deformaciones,

después se revisan los parámetros, y el proceso se repite hasta que exista compatibilidad entre el valor de los parámetros y el nivel de deformaciones.

2.2.1 MODELO DE RAMBERG-OSGOOD

Es un modelo representativo del primer criterio, se ilustra en la Fig. 2.2.

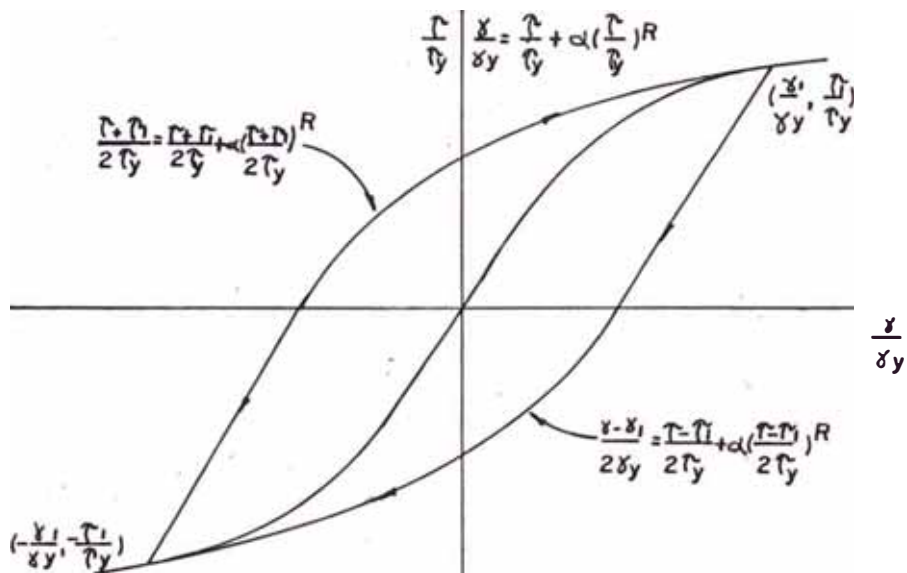


Fig 2.2 Modelo constitutivo de Ramberg - Osgood.

Dicho modelo se caracteriza por el punto de fluencia - (τ_y, γ_y) , que define el límite del comportamiento lineal; el valor inicial del módulo de corte $(G_{m\acute{a}x})$, y los parámetros α y R . Las ecuaciones que gobiernan este modelo, en términos de las relaciones de esfuerzo deformación son:

$$\frac{\delta}{\delta_y} = \frac{\tau}{\tau_y} \left[1 + \alpha \left(\frac{\tau}{\tau_y} \right)^{R-1} \right]$$

; ecuaciones para la curva que desarrolla carga inicial.

$$\frac{\delta - \delta_1}{\delta_y} = \frac{\tau - \tau_1}{\tau_y} \left[1 + \alpha \left(\frac{\tau - \tau_1}{2\tau_y} \right)^{R-1} \right]$$

; ecuaciones para las curvas cargas y descargas.

τ_y y δ_y se refieren, respectivamente, al esfuerzo y la deformación cortante de fluencia, mientras que τ_1 y δ_1

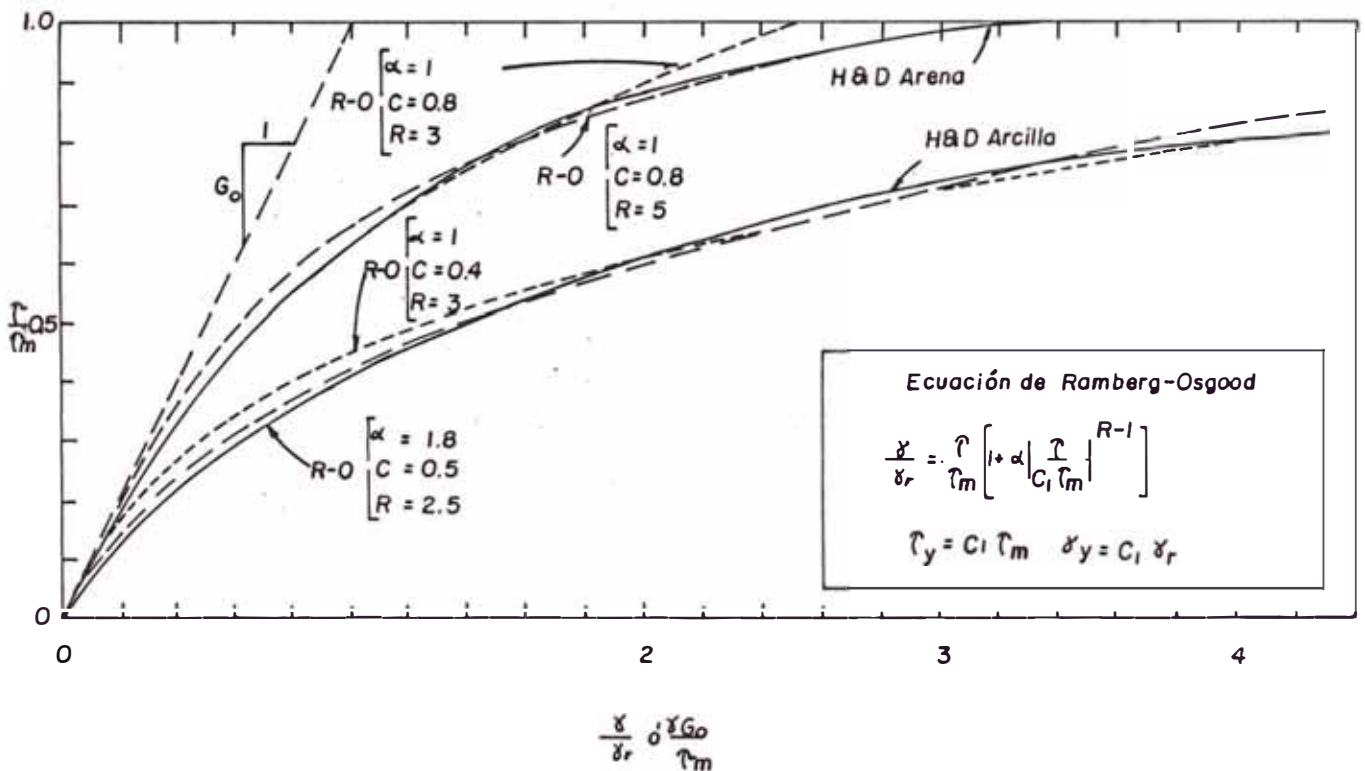


Fig. 2.3 Ajuste de las curvas de Ramberg - Osgood con las curvas experimentales.

se refieren al último punto de regreso del esfuerzo.

El factor α es aquel que se puede variar para ajustar la posición de la curva en el eje de las deformaciones y R es un factor que controla la curvatura. -

La Fig. 2.3 muestra como se pueden ajustar las curvas Ramberg-Osgood a las que se tiene en suelos. La ventaja principal de este modelo es precisamente la buena concordancia con los resultados experimentales, pero tiene el inconveniente de ser muy costoso.

2.2.2 MODELO VISCOELASTICO LINEAL

Entre los modelos correspondientes al segundo criterio, el que más se emplea por sus ventajas que ofrece y su buena representatividad a la respuesta del suelo bajo cargas cíclicas es, el modelo viscoelástico lineal, ilustrado en la Fig. 2.4. Los parámetros principales que gobiernan a este modelo son: el módulo lineal equivalente y el amortiguamiento lineal equivalente. El bajo costo que resulta al emplear este modelo y la buena aproximación que con el se obtiene en la mayoría de los problemas comunes de Dinámica de Suelos, hace que algunos ingenieros utilicen en la práctica.

2.3 MODELO DE SUELO NO LINEAL

Este modelo de suelo considera su comportamiento dinámico en un estado de corte biaxial cíclico y admite movimientos multidireccionales. A continuación se describe un modelo específico establecido en la referencia 2. El modelo del suelo actúa bajo las hipótesis



a) Representación del modelo

b) Curva típica real de esfuerzo-deformación.

Fig. 2.4 Modelo Viscoelástico Lineal.

siguientes:

- Los esfuerzos de corte actúan en un estado isotrópico y varía linealmente con la presión efectiva.
- Se consideran grandes deformaciones de corte plástico.

2.3.1 METODO DE ANALISIS

El método de análisis adoptado para este estudio, fue el método de los Elementos Finitos (16). Este método, ha permitido modelar cada componente del material - columna vertical del estrato horizontal dividido en cierto número de elementos - como un elemento con un comportamiento sencillo, no obstante, lográndose una respuesta compleja una vez efectuada la superposición.

Este comportamiento, no preserva una linealidad del modelo sólido elástico. Por tanto, ha sido necesario

ampliar los procedimientos matemáticos con el único fin de reflejar un comportamiento real.

2.3.2 CARACTERISTICAS :

- 1.- En la deformación volumétrica el material -
presenta 2 fases:
 - a) Suelo granular poroso deformable.
 - b) Poros de agua.
- 2.- Cumple la ley de flujo de Darcy.
- 3.- El coeficiente de permeabilidad permanece -
constante.
- 4.- Plano Nodal.- Tiene 4 grados de libertad:
 - a) 3 componentes de desplazamiento del sólido granular
 - b) 1 componente de desplazamiento de poros de agua.
- 5.- Estado de esfuerzos.- Cada elemento presenta:
 - a) 2 esfuerzos de corte horizontal.
 - b) 1 presión efectiva.

Se establece finalmente, una relación entre los incrementos de esfuerzos y los incrementos de las correspondientes deformaciones, en virtud de que una correcta interpretación física de la naturaleza del problema y la utilización de métodos incrementales son -

esenciales para obtener resultados significativos.

2.3.3 ANALISIS MATEMATICO:

Es necesario tener en cuenta que el modelo de suelo, corresponde a una variación de grandes deformaciones de corte plástico. Esta variación origina fallas superficiales cuando actúa en un estado asintótico res

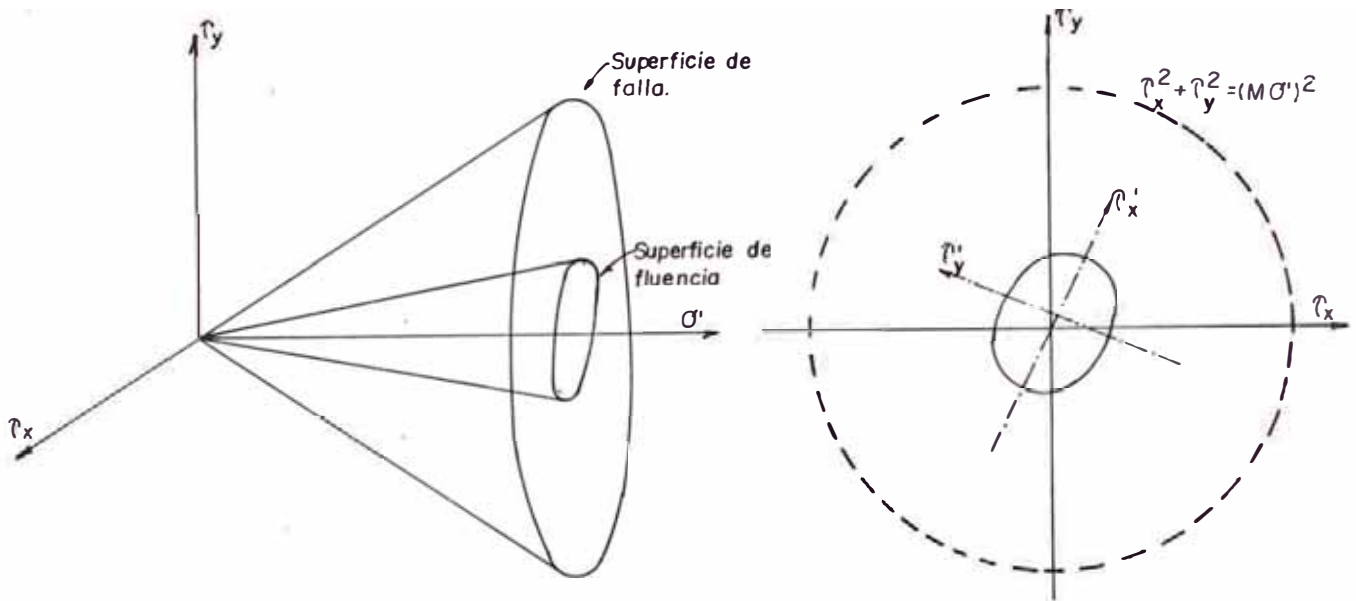


Fig. 2.5 (1) Superficie de falla y fluencia (2) Superficies de falla y fluencia en plano de σ' constante.

pecto a las trayectorias de los esfuerzos de corte. Y si estos esfuerzos actúan en el estado isotrópico serán independientes de la dirección del esfuerzo de corte resultante. Estas hipótesis implican que; cuando el suelo sufre impulsos vibratorios, la superficie de falla también sufre traslaciones cíclicas. Si consideramos un ciclo del impulso vibratorio, la superficie de falla -

producirá una forma cónica, Fig. 2.5.1.

De la Fig. 2.5 se deduce la relación de esfuerzos siguiente:

$$F_{(\sigma)} = \sigma_x^2 + \sigma_y^2 - (M\sigma')^2 = 0 \quad (1)$$

en donde M es el parámetro de falla.

La sección transversal de la superficie de falla sobre un plano $\sigma' = \text{constante}$ se considera a un círculo de radio, $M\sigma'$, tal como se indica en la Fig. 2.5.2. Esta forma circular, es una consecuencia directa de la isotropía de los esfuerzos cortantes, tal como se ha descrito previamente.

La superficie de fluencia también tendrá una forma cónica, pero, su eje no coincide con el eje σ' . Además, el eje y su radio varían durante el proceso de deformación, y la superficie de fluencia sufre una alteración en su posición inicial combinándose de esta manera, el endurecimiento isotrópico y cinemático. La sección transversal de la superficie de fluencia sobre el plano σ' constante, se considera como una elipse. - 2.5.2. La ecuación que se deduce para la superficie de fluencia es de la manera siguiente:

$$f(\sigma, \sigma_b) = 0 \quad (2)$$

en donde, τ_c es el vector del esfuerzo en el centro de la elipse y "b" es el eje menor de la elipse, Fig.2.6 El valor τ_c y "b" define el endurecimiento cinemático e isotrópico respectivamente. Entonces, se puede definir el esfuerzo τ' como la diferencia entre los vectores τ y τ_c , Fig. 2.6.

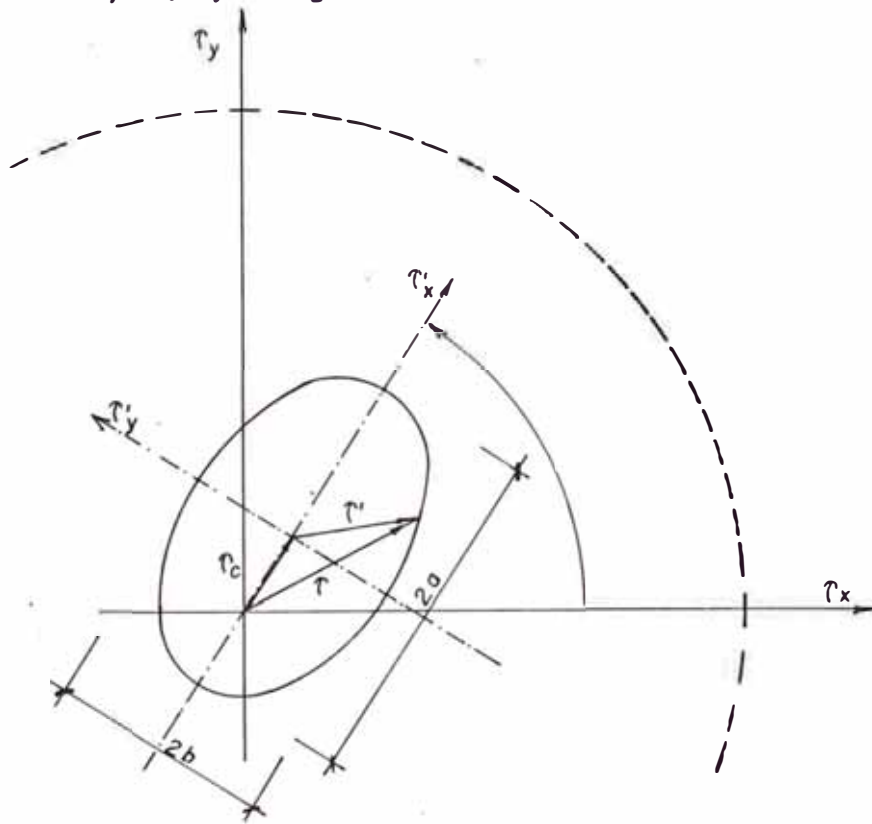


Fig. 2.6 Superficie de fluencia elíptica en el plano $\sigma' = \text{constante}$.

$$\tau = \begin{bmatrix} \tau'_x \\ \tau'_y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \tau_x - \tau_{cx} \\ \tau_y - \tau_{cy} \end{bmatrix} \quad (3)$$

Por lo tanto, se puede determinar una ecuación para la superficie de fluencia elíptica descrita en términos del vector \hat{C}' ,

$$f = \hat{C}'^T A^T A \hat{C}' - 1 = 0 \quad (4)$$

donde :

$$A = \begin{vmatrix} \frac{1}{a} \cos \alpha & \frac{1}{a} \sin \alpha \\ -\frac{1}{b} \sin \alpha & \frac{1}{b} \cos \alpha \end{vmatrix} \quad \begin{array}{l} \text{ángulo entre los} \\ \text{ejes. } \hat{C}_x \text{ y } \hat{C}'_x \text{ ver Fig. 2.6} \end{array}$$

Von Mises (17), fué el primero en obtener la relación de comportamiento básico que define los incrementos de deformación plástica en función de la superficie de fluencia, o superficie de frontera. Hoy en día, la hipótesis que parece generalmente aceptada es la siguiente: "el vector del incremento de deformación de corte plástico es normal a la superficie de fluencia". Entonces, los incrementos de deformación plástica están relacionados a los incrementos de esfuerzos, atendiendo a esta ley plástica de fluencia.

$$d\gamma^P = \frac{1}{h} (n^T d\hat{C}) n \quad (5)$$

donde n es el vector unitario exterior de la superficie de fluencia. Dado que el punto terminal de vector de

1 El endurecimiento (hardening) es el efecto de variación de la tensión de fluencia por plasticificación, Zienskevic (16) pág. 529.

posición \hat{C} genera la superficie de fluencia elíptica expresado por la Ec. 4, cuando σ' constante -, entonces, el vector unitario normal se expresará como n

$$n = \frac{1}{\left[\left(\frac{\partial f}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial y} \right)^2 \right]^{1/2}} \begin{bmatrix} \frac{\partial f}{\partial \hat{C}_x} \\ \frac{\partial f}{\partial \hat{C}_y} \end{bmatrix} \quad (6)$$

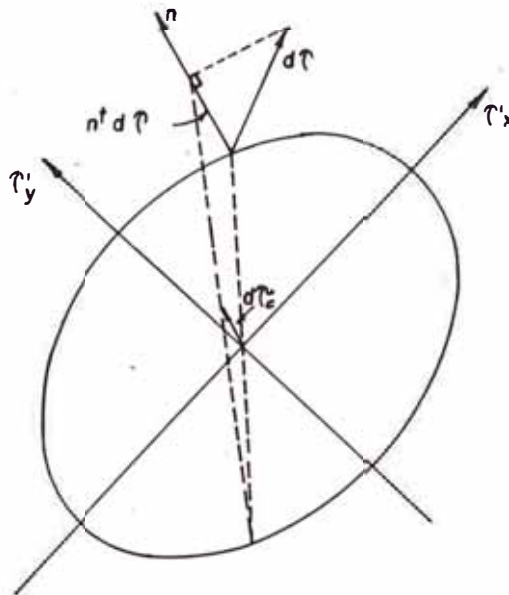


Fig. 2.7 Determinación del endurecimiento cinemático

De la Fig. 2.7 y la Ec. 5 se deduce que la Función "h" es la relación de la proyección del incremento del esfuerzo $d\hat{C}$, expresado a lo largo del vector normal a la superficie de fluencia y al incremento de la deformación de corte plástico $d\gamma^P$.

$$h = \frac{\text{Proy}_n d\hat{C}}{|d\gamma^P|} = \frac{(n^T \cdot d\hat{C})}{|d\gamma^P|} \quad (7)$$

Por consiguiente, se puede denominar apropiadamente a la función "h", como el "módulo plástico".

Se ha supuesto hasta el momento, que el parámetro "h" está asociado a la cantidad de trabajo plástico disipada. Por ser un valor escalar, afectará a la superficie de fluencia al producirse una simple expansión o contracción -endurecimiento isótropo-. Se ha encontrado que dichos modelos reproducen difícilmente el comportamiento real de algunos materiales, habiéndose desarrollado teorías sobre el endurecimiento cinemático en las que se tiene en consideración la dirección de la deformación plástica (16).

El endurecimiento isotrópico y cinemático del material, se dan mediante las ecuaciones siguientes:

$$db = g |d\gamma^p| \quad (8)$$

$$dC = c d\gamma^p \quad (9)$$

donde "g" y "c" son funciones del endurecimiento isotrópico y cinemático respectivamente. La Ec. 9 indica, que el cambio del punto de la superficie elíptica, dC_c , se realiza a través de la normal n de dicha superficie.

El comportamiento del suelo, se define por medio de tres funciones "h", "c" y "g", el cual, se relaciona a través de la condición de consistencia, $df=0$. Deri-

vando la Ec. 2 se tiene:

$$df = \frac{\partial f}{\partial \hat{c}} d\hat{c} + \frac{\partial f}{\partial \hat{c}_t} d\hat{c}_t + \left(\frac{\partial f}{\partial b} + \frac{\partial f}{\partial a} \frac{\partial a}{\partial b} \right) db = 0 \quad (10)$$

Luego, sustituyendo las ecuaciones 5, 8 y 9 en la Ec. 10, se simplifica a la siguiente relación entre las tres funciones del material:

$$h - c - \frac{1}{\beta} g = 0 \quad (11)$$

en donde:
$$\beta = b \left[\left(\frac{\partial f}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial y} \right)^2 \right]^{1/2}$$

Entonces, sólo es necesario especificar 2 de las 3 funciones porque el tercero será evaluado de la Ec. 11.

El módulo plástico se determina de la relación esfuerzo-deformación unidireccional y está dado por una función hiperbólica, Fig. 2.8.

$$\frac{\hat{c}}{\sigma'} = \frac{M_0 H_0 \delta^p}{M + H_0 \delta^p} \quad (12)$$

En donde H_0 es el "módulo plástico inicial". Esta función hiperbólica fué propuesta por Kondner y Zelak (18). La función del módulo plástico, "h", es la pendiente de la ecuación esfuerzo-deformación.

$$h = H_0 \sigma' \left(1 - \left(\frac{1}{M} \frac{\hat{c}}{\sigma'} \right)^2 \right) \quad (13)$$

donde:
$$\hat{c} = (\hat{c}_x^2 + \hat{c}_y^2)^{1/2}$$

puede verse, que el valor inicial de "h" (para $\hat{C} = 0$) es $H_0\sigma'$ y cuando alcanza la falla ($\hat{C} = M\sigma'$) h llega a ser cero.

Conocido "h", las otras dos funciones "c" y "g" se determinan de la Ec. 11. La función $d\hat{C}_c$ también puede escribirse reemplazando la Ec. 5 en 9.

$$d\hat{C}_c = c \left[\frac{1}{h} (n^T d\hat{C}) n \right] \quad (14)$$

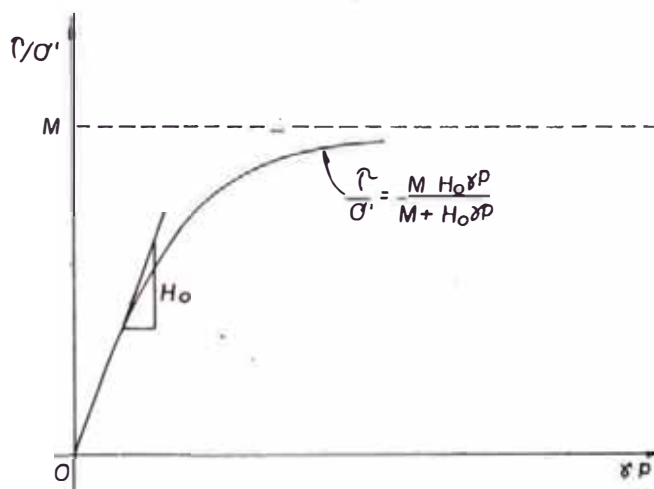


Fig. 2.8 Generalización de la curva esfuerzo deformación de corte

se puede observar que "c/h" es la relación de la longitud de $d\hat{C}$ y la proyección de $d\hat{C}$ a lo largo de la normal de la superficie de fluencia, $n^T d\hat{C}$. Experimentalmente, se han observado en los ensayos unidireccionales (19,20) que, cuando ocurre la fluencia en la dirección opuesta, permanece invariable. Para satisfacer tal condición, se requiere la relación siguiente, ver Fig. 2.8.

$$\frac{c}{h} = \frac{-1 d\hat{C}_c}{(n^T d\hat{C})} = \frac{1}{2} \rightarrow c = \frac{1}{2} h \quad (15)$$

Por lo tanto, la función "g" se determina de la Ec.11.

$$g = \frac{1}{2} \beta h \quad (16)$$

ambas funciones de endurecimiento se relacionan con la función del modelo plástico, el cual, es la pendiente de la curva esfuerzo-deformación. En este sentido, se han utilizado una relación de esfuerzo-deformación hiperbólica. No obstante, este hecho no es parte esencial del modelo propuesto, pero, pueden emplearse otras relaciones esfuerzo-deformación similares.

La relación incremental de esfuerzo de corte y deformación de corte, pueden derivarse de los métodos estándar empleados en plasticidad (16). Pero, para el modelo propuesto, las relaciones incrementales utilizadas son las siguientes:

$$\begin{Bmatrix} d\hat{C}_x \\ d\hat{C}_y \end{Bmatrix} = \frac{G^2}{(n_x - n_y)G + k} \begin{bmatrix} n_y^2 \frac{h}{G} & -n_x n_y \\ -n_x n_y & n_x^2 \frac{h}{G} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\delta_x \\ d\delta_y \end{Bmatrix} \quad (17)$$

$$\begin{Bmatrix} d\hat{C}_{xc} \\ d\hat{C}_{yc} \end{Bmatrix} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} n_x^2 & n_x n_y \\ n_x n_y & n_y^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\hat{C}_x \\ d\hat{C}_y \end{Bmatrix} \quad (18)$$

donde, n_x y n_y son las componentes del vector normal - unitario, exterior a la superficie de fluencia. Es interesante notar, que en el sistema unidireccional - ($n_x=1, n_y=2$) la relación incremental de esfuerzo-deformación es:

$$d\bar{C}_x = \left[\frac{1}{\frac{1}{h} + \frac{1}{G}} \right] d\bar{\gamma}_x \quad (19)$$

La expresión entre corchetes, es un módulo equivalente compuesto de un módulo elástico y de un módulo plástico. El módulo equivalente, es una función decreciente de la resultante de esfuerzo de corte, aproximándose a cero, cuando alcanza la línea de falla.

2.3.3.1 ESFUERZO EFECTIVO

La condición no drenada, se considera en el - instante cuando los esfuerzos efectivos son determinados. Además, la disipación de la presión de poro, cuando se resuelven las condiciones de movimiento, se considera que ocurre entre el paso de un ciclo a otro. También se considera, que la trayectoria del esfuerzo efectivo no drenado, tiene la forma de un cuarto de elipse, Fig. 2.9 . Entonces, la ecuación que genera la trayectoria del esfuerzo efectivo, es como sigue:

$$f_e = \bar{C}_x^2 + \bar{C}_y^2 + \lambda^2 \left[\sigma_1^2 \left(\frac{2\lambda}{\lambda+M} \right) \sigma_1' \sigma_1'' + \left(\frac{\lambda-M}{\lambda+M} \right) \sigma_0^2 \right] = 0 \quad (20)$$

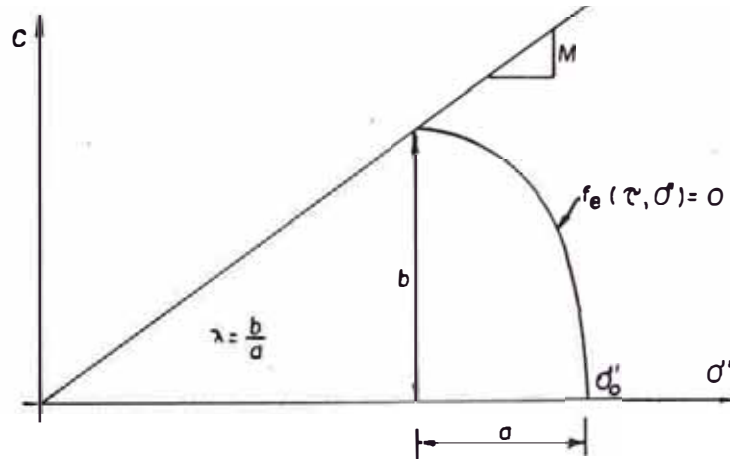


Fig- 2.9 Trayectoria del esfuerzo efectivo

Los dos parámetros σ'_0 y λ definen completamente la trayectoria del esfuerzo efectivo. El parámetro del suelo λ , es la relación entre el eje vertical y horizontal de la trayectoria elíptica del esfuerzo, mientras que la presión efectiva isotrópica σ'_0 define su posición. Se han demostrado (21), que los parámetros pueden correlacionarse con la densidad relativa. Esta correlación se muestra en la Fig. 2.10, para un cierto número de experimentos registrados en la literatura. En general, λ incrementa con la densidad relativa, suele continuar su trayectoria durante los incrementos de esfuerzos de corte elasto-plástico cuando dan lugar a la fluencia. Cuando los incrementos de esfuerzos son puramente elásticos y fallan dentro de la superficie de fluencia, se consideran invariables; en los esfuerzos efectivos ocurren otros cambios causados por la disipación de la

presión de poro.

Finalmente, se han expuesto algunos modelos matemáticos que simulan adecuadamente el comportamiento real de un suelo bajo efectos dinámicos. Sin embargo todavía existen otros enfoques técnicos que se aproximan racionalmente a explicar el fenómeno del cual está tratándose. A pesar de ello se espera que la explicación de los criterios descritos anteriormente sean aprovechados en las investigaciones que fijan su objetivo en la interpretación adecuada del fenómeno de licuación de suelos.

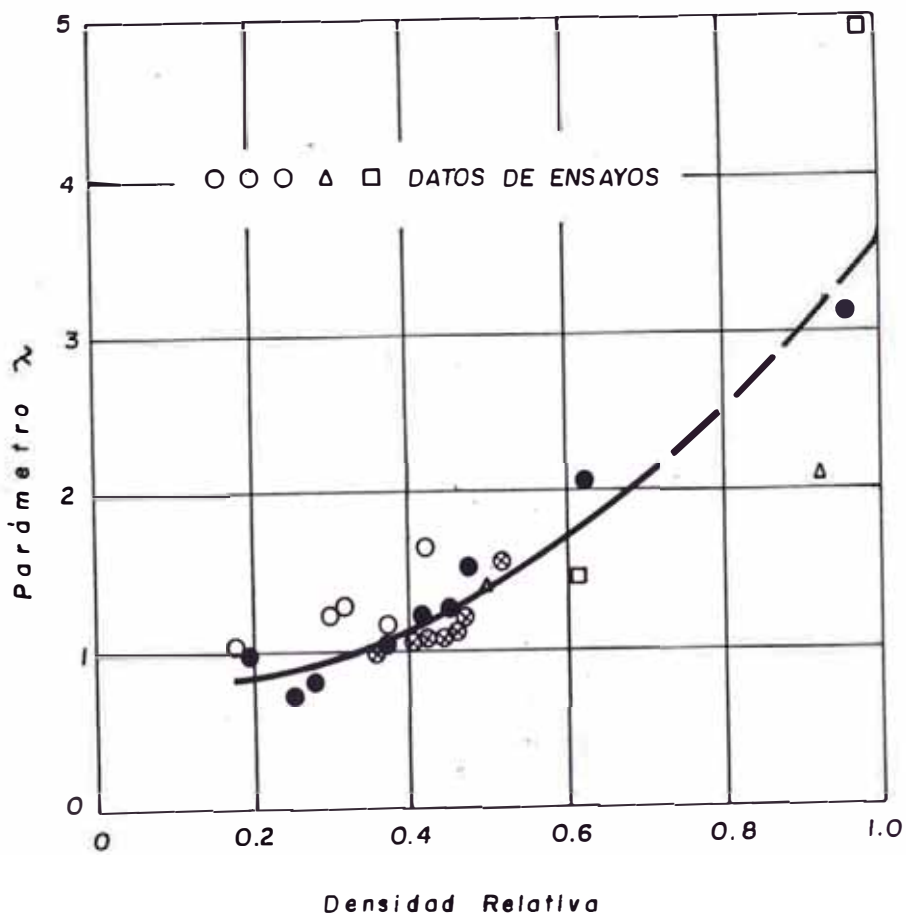


Fig - 2.10 Relacion entre el parametro λ y la densidad relativa(21)

CAPITULO III

ESTUDIOS DE LAS PROPIEDADES DINAMICAS DEL SUELO

Las propiedades del suelo ejercen gran influencia sobre respuestas dinámicas de masas de suelo y están relacionadas mediante curvas esfuerzo-deformación. En tal virtud, cuando se evalúa el potencial de licuación de suelos, algunas veces se emplean métodos basados en la determinación de las condiciones de esfuerzo o deformaciones cíclicas probables que podrían desarrollar en el campo mediante un sismo de diseño propuesto y se comparan esos esfuerzos y deformaciones con aquellas observadas en algunos ensayos de laboratorio apropiado que causan licuación sobre muestras representativas. En los ensayos de laboratorio adecuados para este fin proporcionan una simulación adecuada de condiciones de campo y además proporcionan resultados que permiten fijar el comportamiento del suelo bajo las condiciones de campo.

Por consiguiente, se estudian en el presente capítulo, las propiedades del suelo cuando se les somete a cargas dinámicas y los medios de investigación para determina

algunos parámetros del suelo.

3.1 CONDICIONES EN EL AREA DE LICUACION PROBABLE

Las condiciones en el área donde la licuación de suelos puede ocurrir se conocen mediante estudios de campo y laboratorio; teniendo en cuenta necesariamente la ejecución de pozos de reconocimiento para estos fines (13), por los cuales, hacen posible establecer las condiciones de suelo representativas de una situación de licuación marginal para los movimientos sísmicos. Es por ello, que se ha logrado aclarar la naturaleza del fenómeno de licuación de suelos cuya distribución interna de partículas de suelo son susceptibles a sufrir alteraciones bajo cargas cíclicas. Entonces, la descripción de la naturaleza del fenómeno de licuación puede resumirse en la forma siguiente:

Una masa de suelo sin movimiento se caracteriza por la estabilidad de las partículas de arena cuya distribución interna están definidas de acuerdo a su densidad. Pero, si la distribución original de las partículas de arena es alterada, las partículas tenderían a moverse dentro de la masa densa con diversas posibilidades de efectos:

- a) Si la distribución original es densa, el resultado puede ser simplemente una ligera

densificación acompañada de asentamientos en la superficie de la arena.

- b) Si la masa de arena es una densidad media y está sujeta a esfuerzos de corte estático (como el peso de una edificación) pueden ocurrir deformaciones de corte significativas, asimismo, una densificación.
- c) Si la masa de arena inicialmente es suelta y saturada, tanto que la redistribución de las partículas ocasiona el desplazamiento sin interferencia, la masa de arena puede literalmente fluir como un líquido.

Solamente, los tres casos representan una verdadera licuación, aunque este mismo nombre se aplica comúnmente al segundo caso, por tanto, la licuación usualmente ocurre en arena saturadas.

Obviamente, la deformación de una masa de suelo durante un terremoto (comprimiendo y alargando) comúnmente es un camino para la redistribución de sus partículas y de este modo producir licuación (Seed y Lee, -1966). Cada ciclo de deformación produce una redistribución consecuentemente una tendencia hacia la densificación en el caso de ser un suelo seco. Si el suelo es saturado, la densificación no puede ocurrir, en es-

te caso, existe una transferencia gradual de esfuerzos estáticos de la estructura mineral a la presión de poros. Esta transmisión de los esfuerzos normales a través de los puntos de contacto entre las partículas facilita más adelante a una redistribución. Finalmente, durante los dos primeros ciclos existen repentinamente mayor redistribución de las partículas y una transferencia total de todos los esfuerzos a la presión de poros; posteriormente, durante las deformaciones subsecuentes el suelo tiene el comportamiento de un líquido.

Estos criterios establecen en cierto modo las condiciones reales en la estructura interna del suelo, se puede deducir entonces, que algunos parámetros gobiernan tales comportamientos dinámicos y pueden determinarse aproximadamente las propiedades del suelo y de esta manera describir un conocimiento más amplio al fenómeno de licuación. Por ejemplo, en el comportamiento del modelo viscoelástico, los parámetros principales que gobiernan son: el MODULO LINEAL EQUIVALENTE (G) y el AMORTIGUAMIENTO LINEAL EQUIVALENTE. El bajo costo que resulta al emplear este modelo y la buena aproximación que en el se obtiene en la mayoría de los problemas comunes de Dinámica de Suelos han hecho que sea el que en realidad se use en la práctica.

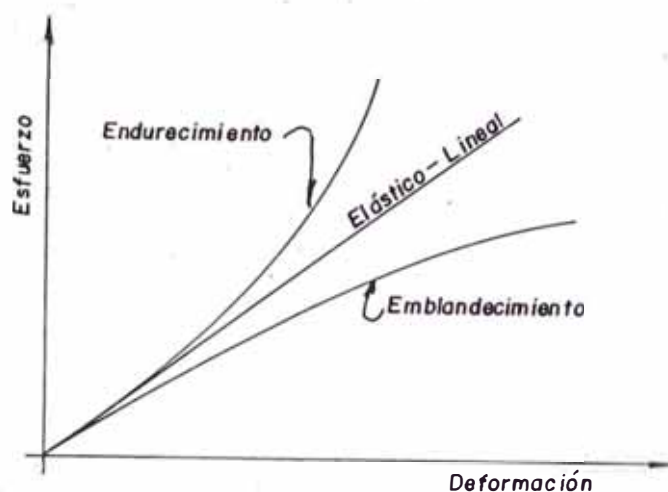


Fig. 3.1 Tipos de Curvas Esfuerzo Deformación

3.2 NATURALEZA GENERAL DEL COMPORTAMIENTO DINAMICO

Experimentalmente se han observado que un suelo presenta efectos de endurecimiento (22) cuando se aplican esfuerzos en pruebas unidimensionales (mayores de 14 Kg/cm²). Por el contrario, a niveles bajos de esfuerzo (menores de 3 Kg/cm²) el suelo presenta efectos de ablandamiento, Fig. 3.1. Este último tipo de efecto es el que sucede en la mayoría de los problemas relacionados en dinámica de suelos.

Entonces, cuando a un suelo se le sujeta a cargas cíclicas cortantes, tal como las producidas en algunas cimentaciones de maquinaria y desde luego, por las ondas cortantes sísmicas, las curvas típicas de esfuerzo-deformación resultan como las mostradas en la Fig.3.2.

La pendiente de la recta que une a cada uno de los lazos de histéresis allí formados se denomina **Módulo Secante Cortante**. Considerando que el área dentro de dicho lazo representa la energía disipada debido fundamentalmente a los efectos no lineales de fricción entre las partículas de suelo; se puede observar que ambas cantidades varían con el nivel de las deformaciones. De este modo la Fig. 3.2 señala que un suelo cohesivo o no tiene un comportamiento claramente no lineal cuando se le somete a cargas cortantes cíclicas.

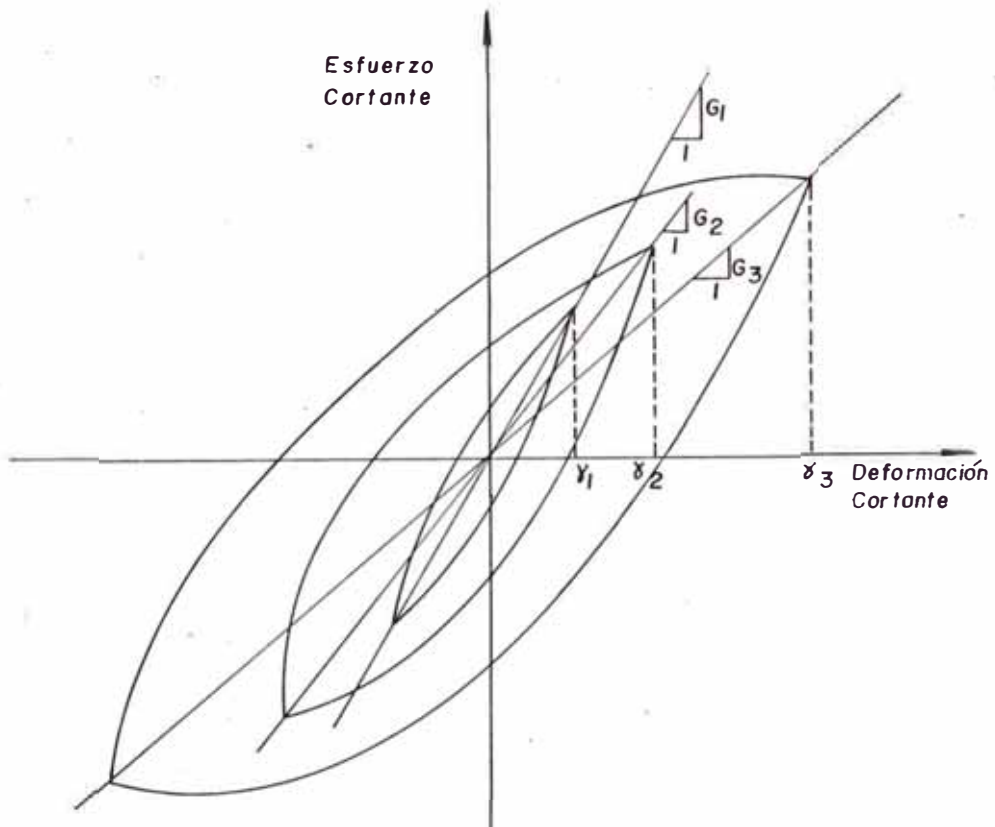


Fig. 3.2 Curvas Histicas Esfuerzo-Deformación en Pruebas Torsionales Cíclicas.

De manera similar, se obtiene este comportamiento cuando a un suelo se le somete a cargas de compresión cíclicas como las que se producen, por ejemplo, en una prueba triaxial cíclica.

En general, los movimientos sísmicos están caracterizados por esfuerzos cortantes reversibles que varían en amplitud y frecuencia, Fig. 3.3, entonces puede decirse que para cada ciclo de carga y descarga se obtendrá una curva de esfuerzo deformación del tipo señalado en la Fig. 3.2. Lógicamente dependiendo del nivel de esfuerzos en cada ciclo se tendrá un cierto valor del módulo cortante y un cierto valor del amortiguamiento o pérdida de energía. Teniendo en cuenta que la velocidad de aplicación de las cargas que se producen durante sismos y vibraciones -tales como cimentación de maquinaria, explosiones, etc. -es relativamente rápida en comparación con la velocidad con que pueda fluir el agua entre las partículas de suelo -de manera tal que no exista presión de poro-, puede considerarse que las condiciones de drenaje durante carga dinámicas corresponde a situaciones no drenadas. Obviamente, este puede ser el caso de gravas o arenas muy gruesas incluso pueden haber circunstancias intermedias.

3.3 ESTUDIOS DE CAMPO

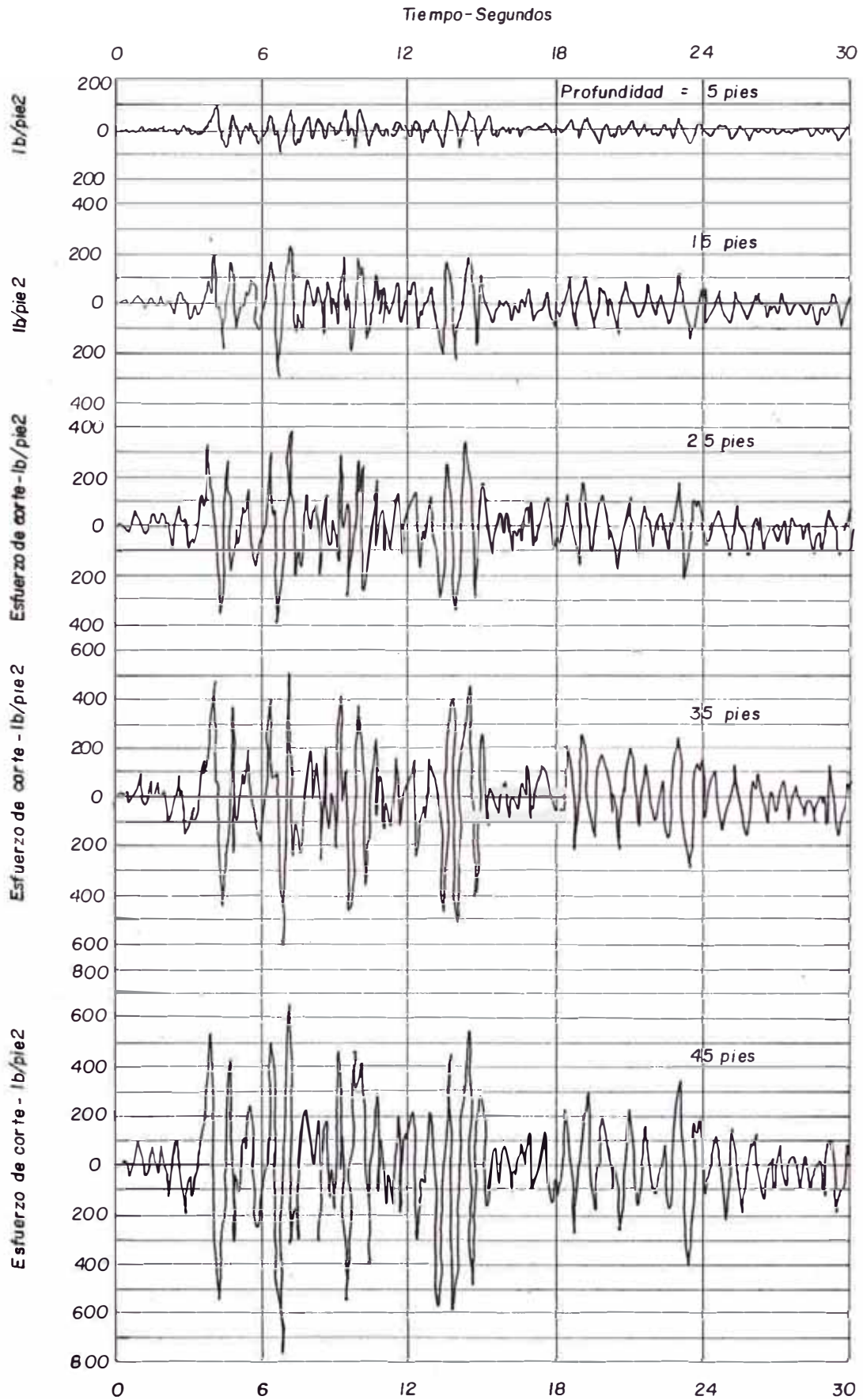


Fig. 3.3 Variación de Esfuerzos de Corte Determinados Mediante el Análisis de Respuesta Sísmica.

Los estudios de campo se realizan estableciendo un programa de exploración y muestreo, ciertamente, este programa tiene que estar de acorde con el tipo de obra por ejecutar, considerando como un aspecto importante su magnitud tanto en el tiempo como en el costo.

A continuación se describe algunos métodos de prueba de campo comúnmente utilizados cuando se requiere extraer muestras alteradas e inalteradas y cuando se desea conocer las características del suelo en el campo. Solamente se limitará la descripción de aquellos métodos que están relacionados al estudio del fenómeno de licuación.

3.3.1 SONDEOS EXPLORATORIOS

3.3.1.1 Ensayo de Penetración Estandar

El equipo necesario para aplicar el procedimiento consta de un muestreador especial -penetrómetro estandar- de dimensiones establecidas que aparece esquemáticamente en la Fig. 3.4. Su mecanismo se fundamenta en la energía de impacto del martillo con el cabezal del tubo de muestreo, siendo levantada previamente mediante un cable/roscado en un tambor giratorio y soltándose el martillo con una carga de 140 lbs.

(63.5 kg.) para incar el tubo de muestreo.

Este procedimiento es quizá, el que rinda mejores resultados en la práctica y proporciona información más útil en torno al subsuelo tanto a su descripción - como otros aspectos. En suelos puramente friccionantes la prueba permite conocer la compacidad de los estratos que es la característica fundamental respecto a su comportamiento mecánico.

Este método lleva implícito un muestreo que proporciona muestras alteradas representativas del suelo en estudio. La utilidad y la mayor importancia de esta prueba radican en las correlaciones realizadas en el campo con el laboratorio en diversos suelos, sobretodo arenas que permite:

- relacionar aproximadamente la compacidad,
- determinar el ángulo de fricción interna (ϕ),
- determinar la resistencia a la compresión simple (q_u) en arcillas con el número de golpes necesarios para que el penetrómetro estandar logre entrar 30 cm. especificado.

Para obtener estas relaciones basta realizar la prueba estandar en estratos accesibles o de los que se pueda obtener muestras inalteradas confiables y a los

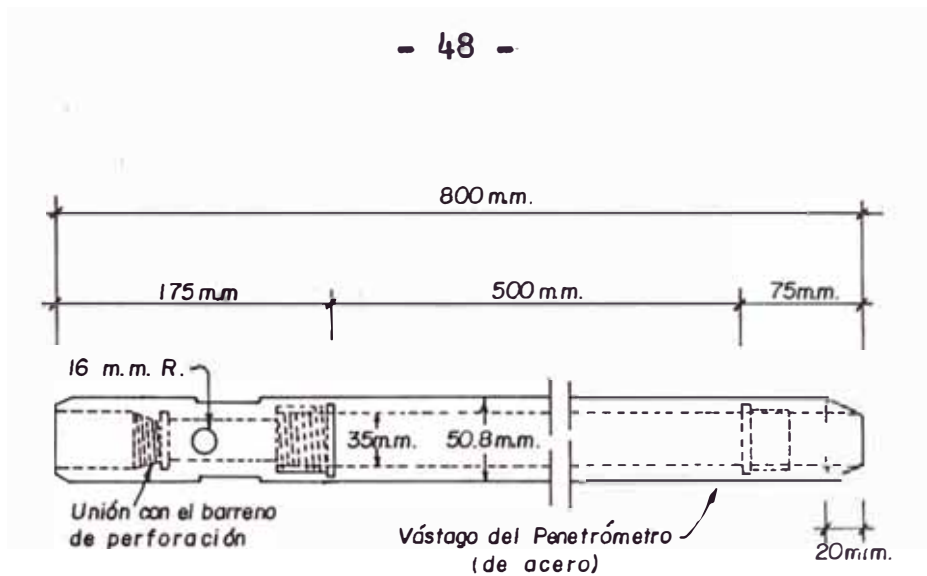


FIG. 3.4 PENETROMETRO ESTANDAR

que se pueda determinar los valores de los conceptos - señalados por los métodos usuales de laboratorio; haciendo suficiente número de comparaciones estadísticas dignas de confianza.

COMENTARIOS.

Estudios recientes han demostrado la variabilidad en las condiciones físicas del equipo utilizadas en este procedimiento de ensayo supuestamente estandarizado que mide el número de golpes de un martillo de 140 lbs. cayendo libremente de una altura de 30 pulgs. (760 mm.) necesarios para impulsar un tubo de muestreo estandar (de 2 plgs. y 1 1/2 plgs. de diámetro exterior e interior respectivamente) 12 pulgadas dentro del suelo. Algunas investigaciones (26, 27) realizadas cuidadosamente considerando la energía de impacto del martillo con el cabezal del sistema del tubo de muestreo

encontraron que típicamente la energía del impacto en el martillo cuando utiliza el cable con dos vueltas en el tambor resultó un 60 % de asimilación de la energía liberada mediante una carga de caída libre. Para tres vueltas se reduce al 40 %; otras variaciones menores - fueron introducidas utilizando cables nuevos y gastados y cambiando la velocidad de la polea. No obstante, la energía estandar deberá ser aceptada como un criterio para la prueba S.P.T., mientras tanto, las condiciones de ensayo pertinentes a los registros de perforación - deberán ser hechos de una manera estandar para ayudar en la interpretación de los resultados.

Amplios estudios analíticos y de campo realizadas en la Universidad de la Florida (25) respecto a las pruebas de penetración estandar concluyeron que los factores que influyen significativamente en los resultados son:

- el empleo de recubrimiento para sostener las paredes de perforación y lodos para la perforación,
- el tamaño de la perforación,
- el número de vueltas del cable alrededor del tambor,
- el uso de yunques delgados o gruesos,
- la longitud del cable de impulsión,

- el uso de tubos muestreadores desestandarizados,
- el rango de profundidad (0 a 12 plgs. o de 6 a 18 plgs.) sobre la cual la resistencia de penetración es medido.

Concluyeron finalmente que el incremento del grado de estandarización es un prerequisite necesario para el empleo satisfactorio de la prueba porque implica:

la cantidad de energía liberada dentro del barrenado de perforación.

el uso de uno de los métodos, perforación rotatoria o perforación continua con lodo.

Si esta aproximación es tomada en cuenta, toda la variabilidad se puede eliminar adoptando lógicamente condiciones de ensayo estandar y aplicando las correlaciones indicadas.

Por consiguiente, en los estudios de campo donde se utilicen los S.P.T. se deberá corregir la energía impulsiva multiplicando los valores N medidos por un factor determinado después de observar las condiciones del cable empleado y tambor rotatorio. De este modo, se podrá utilizar la prueba de penetración estandar para establecer, con cierto margen de seguridad aceptable, las correlaciones con todos los datos disponibles de campo para analizar en ciertos casos el po-

tencial de licuación.

3.3.1.2 Ensayo de Penetración Cónica

Estas pruebas consisten en hacer penetrar una punta cónica de 1.4 pulgs. de diámetro (35.6 mm.) en el suelo y medir la resistencia que el suelo ofrece Fig. 3.5. Se dividen en pruebas de penetración cónica estáticas y dinámicas dependiendo del procedimiento para incar los conos en el terreno. En los primeros, la herramienta se inca a presión impulsada en la superficie mediante un gato apropiado; en los segundos, el incado se logra a golpes dados con un peso en caída libre. Estas pruebas son útiles en zonas cuya estratigrafía son previamente conocidas y cuando se desea simplemente obtener información de sus características en un lugar específico.

Las ventajas de este procedimiento son:

- proporcionan datos mucho más rápidos que los que da el S.P.T.,
proporcionan un registro continuo de resistencia a la penetración en algunas perforaciones y
es menos vulnerable de cometer error en la lectura que el S.P.T.

La principal desventaja de este procedimiento , bajo el punto de vista de predecir la resistencia a la licuación in-situ es, que el ensayo tiene una base de datos muy limitados para proporcionar una correlación entre las características de licuación de suelos y los resultados de la prueba.

3.3.1.3 Procedimiento de Muestreo

A) A Campo Abierto

A fin de determinar los esfuerzos cíclicos de arenas saturadas en el laboratorio, se utilizan téc

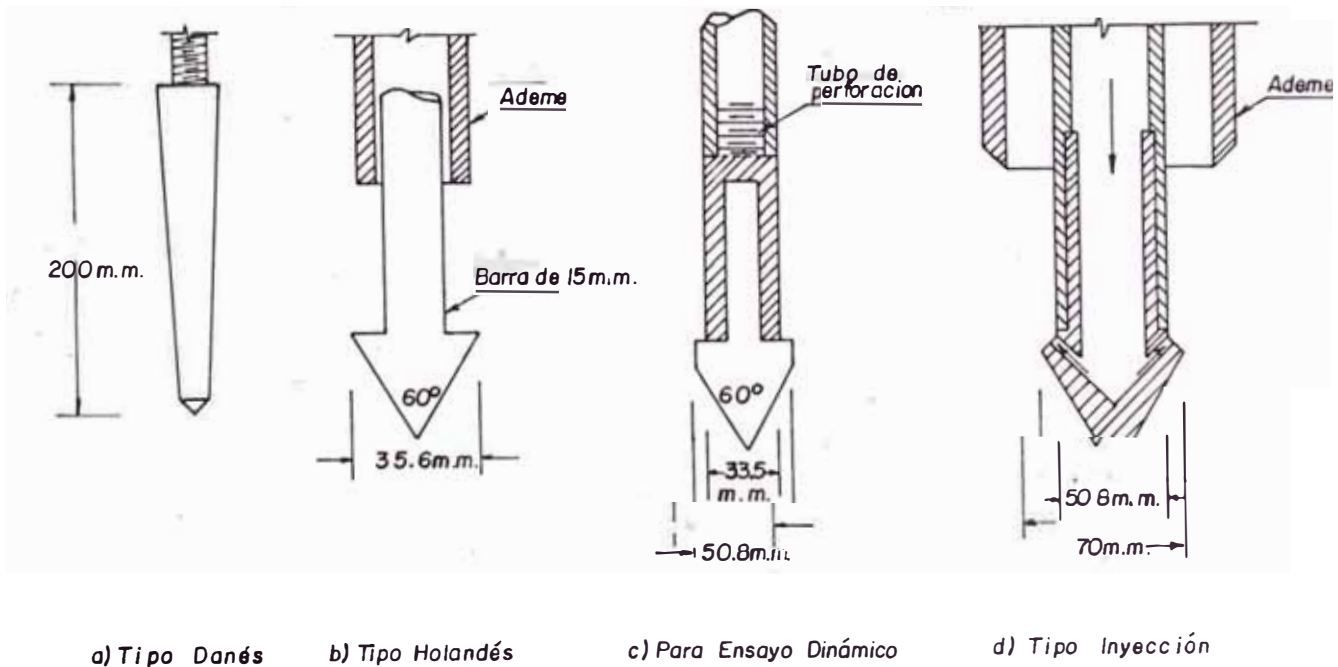


Fig. 3 5 Penetrómetros Cónicos

nicas de muestreo para extraer muestras inalteradas - (23). Las dificultades encontradas en la obtención de muestras de arenas inalteradas de gran calidad de bajo nivel freático pueden minimizarse, principalmente, los efectos adversos que influyen sobre la densidad y la estructura de la arena cuando se introduce al muestreador.

Para tal fin, la muestra se extrae de diferentes profundidades. Si el perfil del terreno es similar al mostrado en la Fig. 3.6 (a), dado que la sección es inclinada, la altura de la muestra de suelo que se extraerá depende del muestreador utilizado. Si se extrae con muestreadores de diámetros grandes, entonces, la altura de la muestra podría ser cercana a 1.00 mt. Primeramente, será modelado cuidadosamente haciendo una columna de suelo tal como se indica en la Fig. 3.6 (b). Se obtendrán mejores resultados cuando la columna de suelo sea modelado suficientemente delgado para reducir la resistencia de penetración del tubo de muestreo. Si son columnas gruesas, dificultarán el muestreo. Las columnas de suelo serán modelados en exceso tanto en su altura como su diámetro (el tubo de muestreo tiene 6 cm. de diámetro y 12 cm. de longitud) y el muestreador será humedecido con agua en el interior antes de introducir la muestra moldeada. Se introducirá empu-

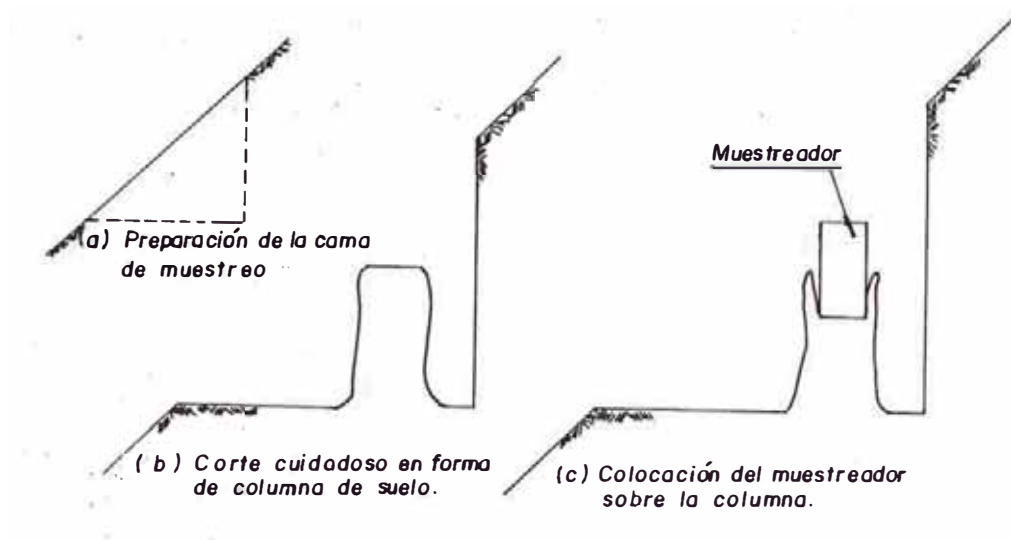


Fig. 3.6 Procedimiento de muestreo

jándose suavemente, tal como se indica en la Fig. 3.6. (c). Al penetrar el tubo sobre la columna, el suelo - excedente se separa dejando solamente el espécimen - inalterado dentro del tubo. La muestra obtenida, rápidamente se deberá llevar a un frigorífico que utiliza nitrógeno licuado. Evidentemente, este método de congelamiento producirá alteraciones en la estructura interna del suelo debido al incremento de la presión de poro, por lo tanto, se sugiere drenar la muestra antes de colocar al tubo de muestreo para minimizar el efecto de congelamiento. La muestra preparada se almacena en una congeladora y se transporta al laboratorio.

B) Con Equipo Muestreador

Se han practicado también otros métodos pa

ra obtener especímenes inalterados de arena, a fin de determinar densidades in-situ para el estudio de licuación de arena en el laboratorio. Este método consiste en extraer del suelo, muestras de diámetros de 20 cm. y 100 cms. de longitud (24).

En la Fig. 3.7 se muestra el equipo de perforación y el incado del muestreador. La profundidad del pozo puede llegar también hasta los 20 mts. Lógicamente, la armadura de acero mostrada en la figura, tiene por finalidad transferir la fuerza de anclaje a la gata hidráulica utilizada para empujar al muestreador dentro del depósito de suelo. La gata hidráulica tiene

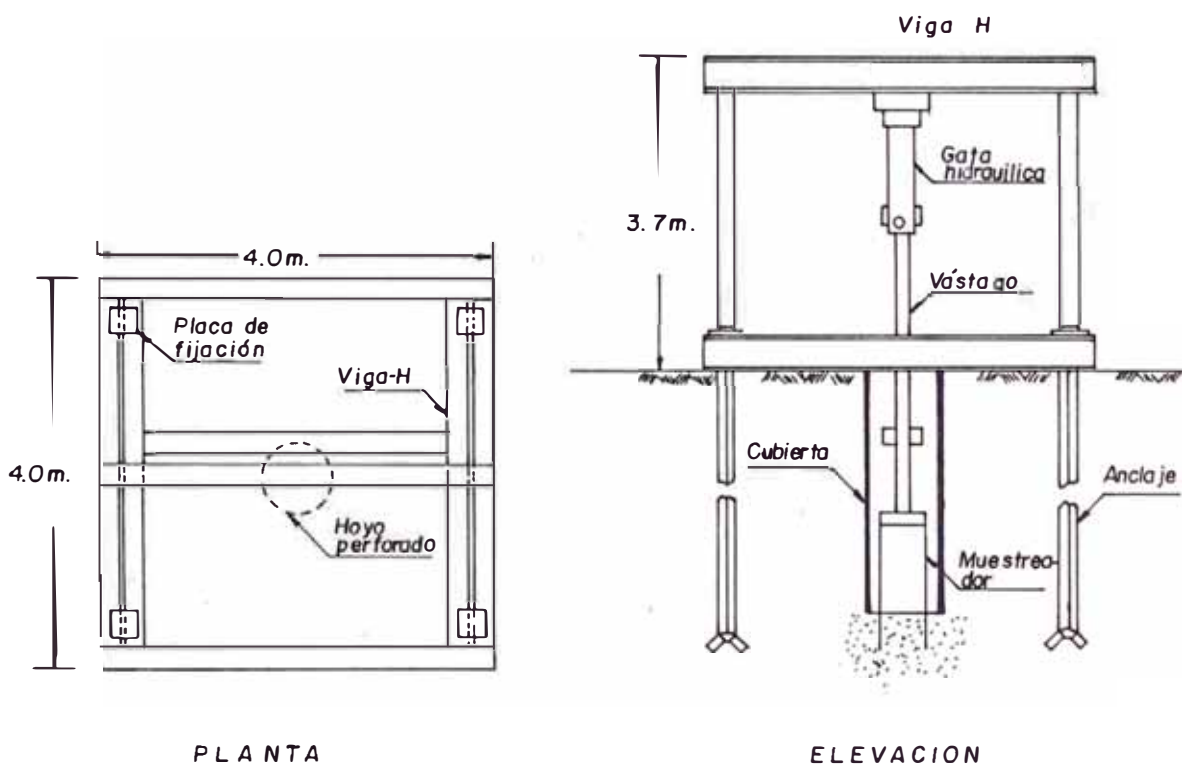


Fig. 3.7 Cuadro esquemático del equipo de perforación y muestreador

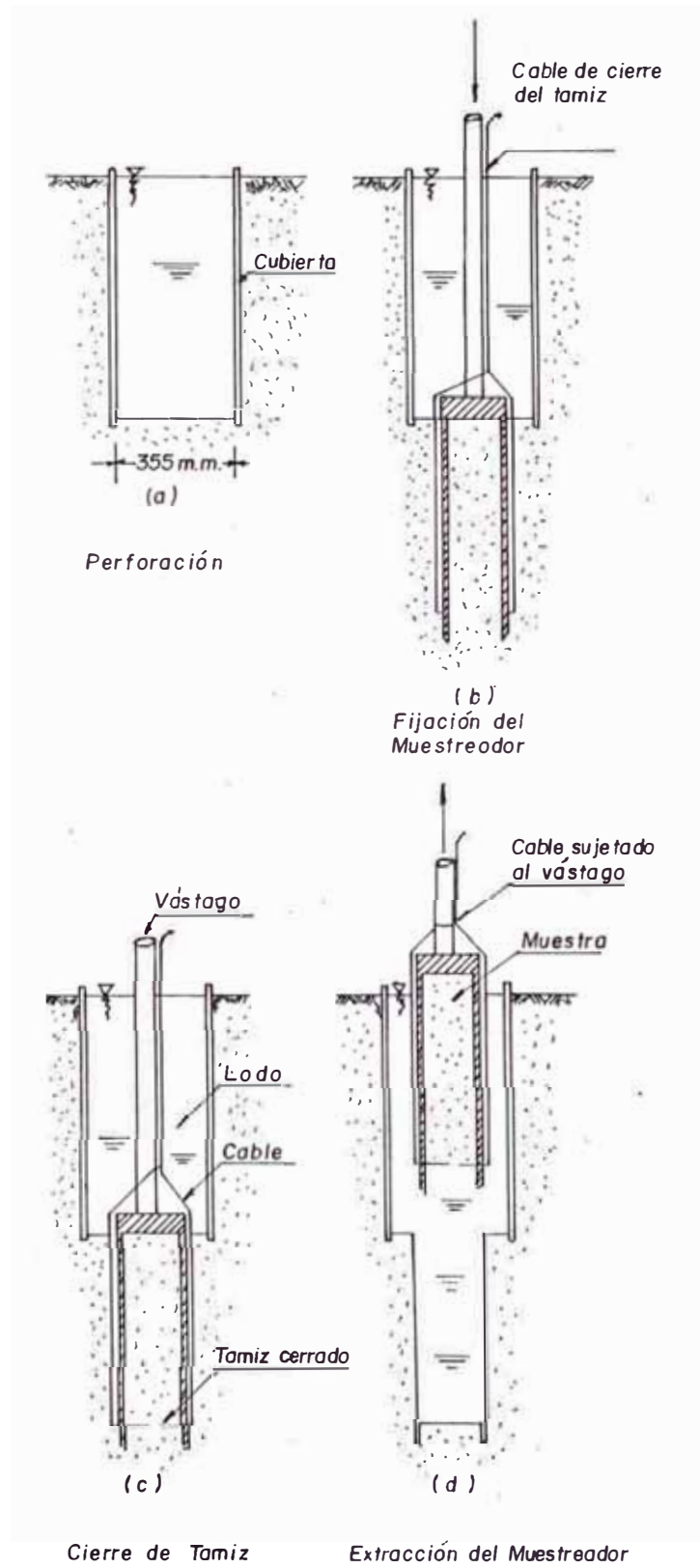


Fig. 3.8 Procedimiento de Muestreo

una capacidad de 25 Tns. y opera con una bomba también hidráulica. El procedimiento se ilustra en la Fig.3.8 (a). La perforación se ha utilizado convencionalmente con una barrera "cola de pescado" modificado con deflectores que condujeron al flujo de agua al fondo del agujero, tanto que la alteración de la arena se ha minimizado en el fondo. El lodo de arena siempre se mantendrá en el tope de la cubierta. Después que el pozo ha sido perforado hasta la profundidad requerida, la cubierta se bajará al fondo del pozo. Las Figs. 3.8 - (b), (c) y (d) indican esquemáticamente el procedimiento para extraer la muestra.

DETALLES DEL MUESTREADOR

Debido a los daños causados en los depósitos de materiales poco cohesivos durante un terremoto que podría ocasionar en presas de tierra o plantas nucleares ubicadas encima de suelos poco cohesivos, han sido necesarios obtener muestras inalteradas debajo del nivel freático, el cual contiene la estructura y la densidad real del estrato. En la Fig. 3.9 se muestra un diagrama esquemático del muestreador de suelos de diámetro grande utilizado frecuentemente en los estudios realizados en Niigata, Japón. El muestreador tiene 200 mm. de diámetro interior y 1000 mm. de altura y un espesor de 8.2 mm. El sacamuestras, consiste en dos piezas de

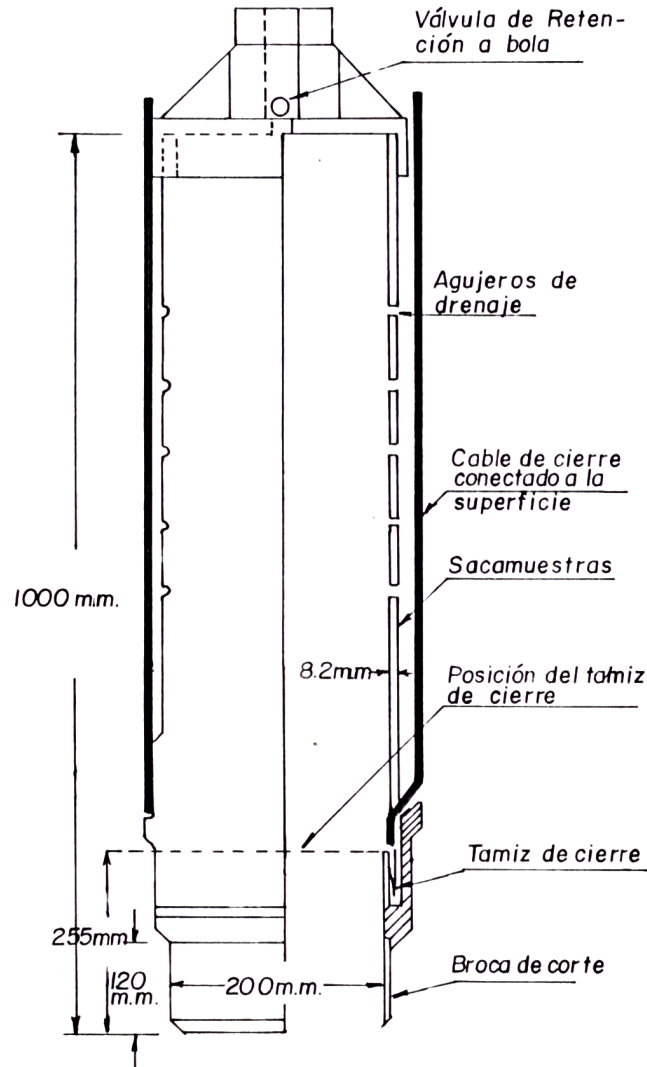


Fig. 3.9 Muestreador de gran Diámetro

acero divididas, el cual, están empalmadas durante el proceso de perforación, pero, éstas se abren después del muestreo para exponer el espécimen y de este modo evaluar la calidad de la muestra y obtener pequeños - especímenes inalterados.

La pieza cortante del fondo del tubo contiene - el contenedor de muestra para impedir el lavado de la arena cuando el muestreador es extraído del pozo. El contenedor de muestra consiste de dos piezas de malla de acero inoxidable (tamiz N° 200) que son plegados y cogidos dentro de la pieza cortante. Las mallas son - conectadas por un cable que extiende a la superficie. Durante el proceso de penetración, las masas descansan dentro de la cavidad de la pieza cortante. Después que el muestreador ha penetrado totalmente, los cables son sacudidos por lo que ajustan las mallas cortando de es te modo la arena en el fondo de la muestra y posterior mente extraído a la superficie.

3.3.2 Métodos Geofísicos

Se desarrollan estos métodos con el propósito de determinar las variaciones en las características físicas de los diferentes estratos del subsuelo o los contornos de la roca basal que subyace a depósitos sedimentarios. En el caso del estudio de cimentaciones no se puede considerar que estos métodos sean adecuados, pues no rinden una información detallada comparable. Sin embargo, este procedimiento calcula el módulo del suelo G , siendo un dato importante para establecer el comportamiento dinámico del suelo.

Este procedimiento consiste en determinar las velocidades de propagación de las ondas que son generadas en cierto punto y registradas en otro. Dentro de las técnicas geofísicas las más empleadas para determinar el módulo dinámico son las que hacen uso de hoyos para registrar y/o generar las ondas cuyas velocidades de propagación se trata de determinar a distintas profundidades. Dependiendo del tipo de ondas que se analice se puede determinar el módulo E o G a través de las expresiones siguientes:

$$E = \rho V_c^2 \frac{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}{(1 - \mu)} \quad (3.1)$$

$$G = \rho V_s \quad (3.2)$$

donde V_c es la velocidad de propagación de las ondas compresionales o dilatantes. V_s es la velocidad de propagación de las ondas cortantes, ρ es la densidad del suelo y μ es la relación de Poisson.

Sin embargo, cabe recordar que las ondas compresionales, cuando se propagan por medios saturados, no resultan útiles en la determinación de las propiedades del esqueleto del suelo, ya que ellas viajan fundamentalmente a través del agua.

Las técnicas que más se emplean son las señaladas en la Fig. 3.10. El principio usado es el mismo en

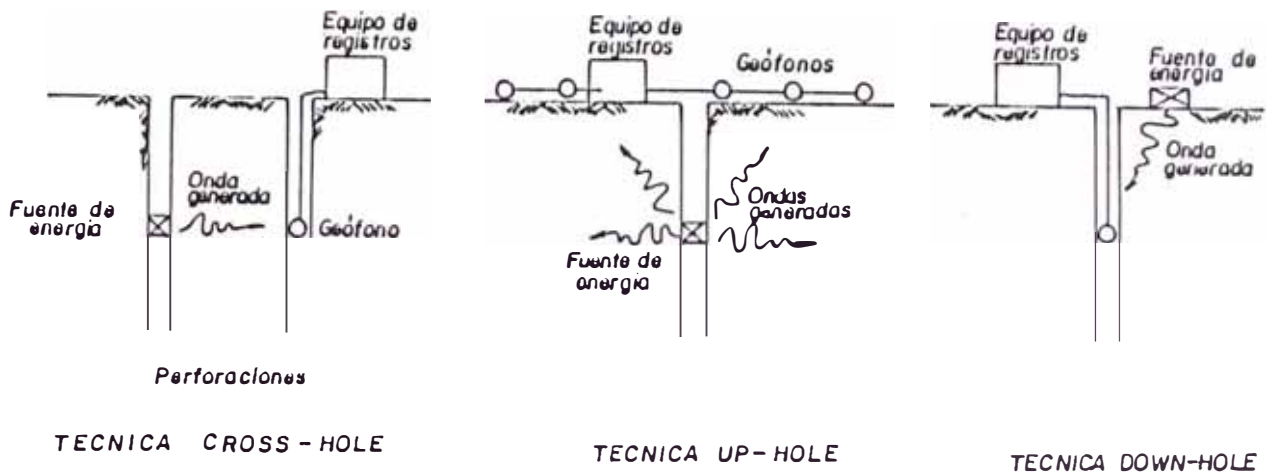


Fig. 3.10 Pruebas Geofísicas

todas dependiendo de las características del suelo en si y del equipo empleado. Dicho principio consiste en determinar las velocidades de las ondas que van de la fuente de energía a la fuente receptiva, mediante el uso de osciloscopios que registran el tiempo de salida y el de llegada de cada onda. El principal problema surge al tratar de distinguir las clases de ondas que corresponden a cada señal; esto se debe generalmente a que existen otras fuentes de energía -vibraciones de vehículos, ruidos, etc.- y a los tipos de ondas que se generan pueden seguir diferentes trayectorias en suelos muy estratificados. Todo esto hace que las señales de llegada sean muy complejas y difíciles de interpretar. Para eliminar este problema se han ideado varios procedimientos especiales entre los que se encuentran el sugerido por Richart, el cual consiste en aplicar un im-

pacto en el punto de excitación e invertir el sentido del mismo a fin de que las trazas generadas divergen en el momento que las ondas cortantes llegan, Fig. 3.11.

La principal ventaja de las técnicas geofísicas sobre la mayoría de las pruebas de campo, es la de trabajar con material in-situ. Además según ya se indicó se puede determinar el valor del módulo dinámico a diferentes profundidades. Entre las desventajas se en

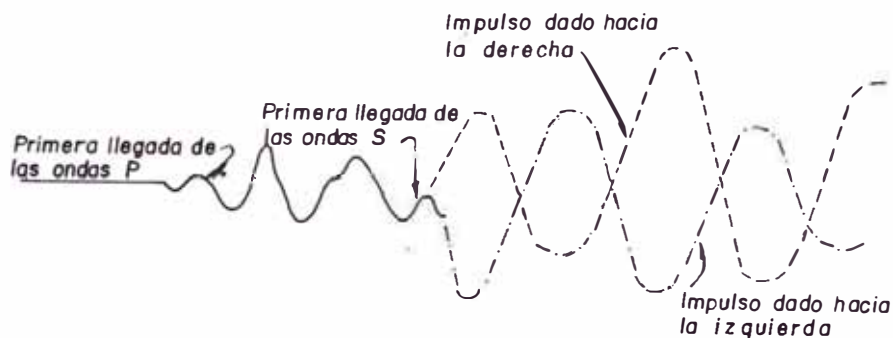


Fig. 3.11 Efectos en las trazas al invertir el sentido del impacto

cuenta el hecho de que las técnicas geofísicas generalmente emplean, como fuente de energía un solo impulso, lo cual hace que el patrón de ondas generado son difícil de duplicar. Para eliminar esta desventaja se ha desarrollado un vibrocompactador que puede usarse con la técnica de hoyos paralelos y con el cual se inducen continuamente ondas paralizadas de compresión o cortante.

3.3.3 Método Vibrosuperficial

Esta técnica estriba en medir la longitud de onda superficial que genera un vibrador trabajando a una determinada frecuencia en la superficie del terreno. Como se muestra en la Fig. 3.12, la longitud de onda se determina moviendo un receptor a lo largo de una línea radial al eje del vibrador y localizando los puntos que están en fase. El valor de la velocidad de ondas cortantes se obtiene mediante la expresión:

$$V_s = f \lambda \quad (3.3)$$

donde: f , es la frecuencia de excitación en ciclos/seg,

λ , es la longitud de onda,

Por tanto el valor de $G = \rho v_s^2$, ya señalada anteriormente. Una regla semiempírica para su determina-

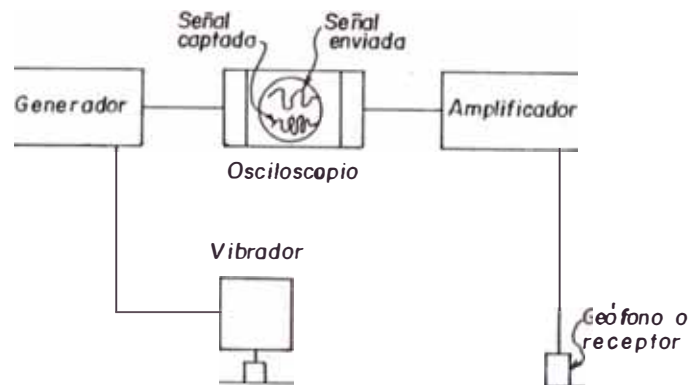


Fig. 3.12 Disposición de los aparatos empleados para el registro de ondas.

ción es suponer que el módulo calculado mediante este procedimiento, corresponde al valor que dicho módulo tiene a una profundidad igual a un medio de longitud de onda $\lambda/2$. Por lo tanto, al cambiar la frecuencia de excitación, se puede variar la longitud de onda y con ello la profundidad de inspección, Fig. 3.13.

Cabe indicar, que mediante este procedimiento está suponiéndose que la velocidad de las ondas Rayleigh, que viajan a través de la superficie son iguales a las ondas cortantes; dicha suposición es válida en la mayoría de los problemas prácticos (36). Cuando se tiene un medio estratificado existen teorías que permiten a través de las matemáticas determinar los módulos de cada capa (37); sin embargo, faltan datos experimentales para conocer la validez de dichas teorías y

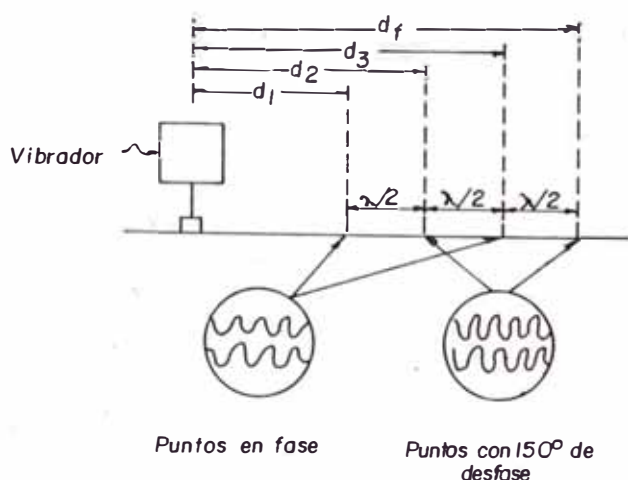


Fig. 3.13 Determinación de la longitud de onda mediante las curvas observadas en el osciloscopio.

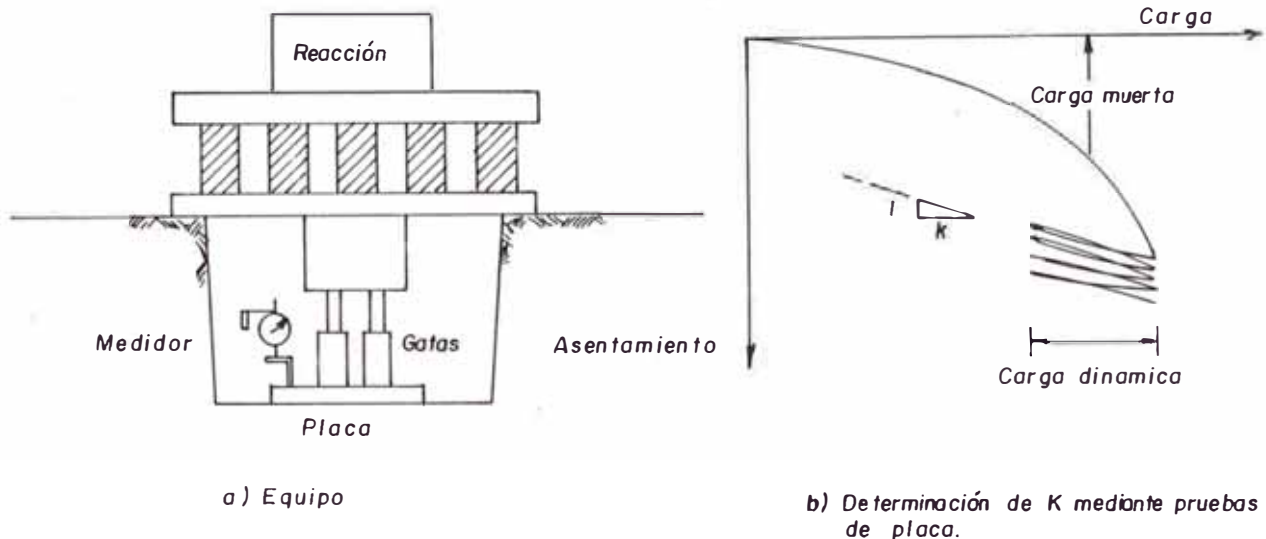


Fig. 3.14 Pruebas de Placa

su aplicación desde el punto de vista práctico.

El más serio inconveniente de esta técnica es el de disponer de un vibrador que puede trabajar a bajas frecuencias de operación, de manera que la profundidad de inspección no se limite a valores pequeños. En general la prueba resulta muy costosa y se requiere de experiencia y antecedentes teóricos bien fundamentados para hacer una interpretación correcta de los datos.

3.3.4. Ensayos de Placa

Estos ensayos consisten en aplicar cargas repetidas sobre una placa de un pie de diámetro (o de lado si es cuadrada), la cual se encuentra apoyada so-

bre la superficie del terreno o a una cierta profundidad, Fig. 3.14, se obtiene la rigidez "k" del suelo que se relaciona con el módulo "G" mediante la expresión siguiente:

$$k = \frac{4GR}{1-u} \quad (3.4)$$

donde: R, es el radio de la placa,
u, es la relación de Poisson.

Para extrapolar las rigideces obtenidas usando las pla

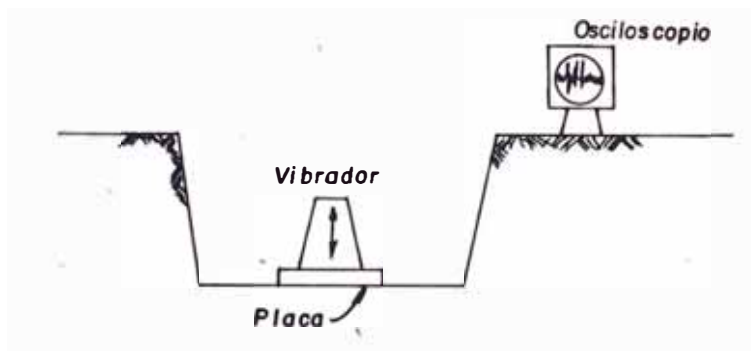


Fig. 3.15 Pruebas de placa con Vibrador pequeño

cas de pequeñas áreas, a las reales del prototipo, se puede utilizar las recomendaciones dadas por Terzagui (38) para cargas estáticas, es decir:

$$\text{Suelo cohesivo;} \quad k_{\text{prototipo}} = k_1, D^c \quad (3.5)$$

$$\text{Suelo no cohesivo;} \quad k_{\text{prototipo}} = k_1, D^{\left(\frac{c+1}{2}\right)^2}$$

donde "c" es la relación de la dimensión menor de la

cimentación real a la dimensión menor de la placa, Existe también una prueba de placa que consiste en colocar un pequeño vibrador sobre una placa de 12 a 30 pulgadas de diámetro y variar la frecuencia de excitación del vibrador hasta alcanzar la condición de resonancia, Fig. 3.15. En este caso el valor de la rigidez "k" del suelo se obtiene mediante la expresión:

$$K = (f_r 2\pi)^2 M \quad (3.7)$$

donde: M , es la masa del vibrador junto con la de la placa,
 f_r , es la frecuencia de resonancia - en ciclos/seg.

La desventaja más importante que se presenta en el empleo de ensayos de placa (ya sea usando cargas repetidas o el pequeño vibrador), es la correcta interpretación de los resultados y la multitud de variantes que en ella entran. Por otro lado, el procedimiento se limita a determinar valores superficiales del módulo del suelo. Estos inconvenientes han hecho que las pruebas de placa sean poco usadas en la solución práctica de problemas de Dinámica de Suelo.

3.3.5 Otras Pruebas de Campo

Cuando se desea calcular el parámetro que go-

bierna el modelo viscoelástico lineal y se refiere a la pérdida de energía causada primordialmente por el efecto de histéresis, Secc.3.2, es decir, el amortiguamiento, existen teóricamente tres maneras de determinar a través de pruebas de campo:

- 1).- Mediante la observación de la disminución de las amplitudes de vibración que ocurren durante un temblor.
- 2).- A través de la observación de la disminución de la amplitud de vibraciones producidas por explosiones.
- 3).- Mediante el uso de generadores u otras fuentes de energía que producen microtemblores en el suelo; en este caso se hace variar la frecuencia de excitación y se mide las amplitudes de vibración hasta obtener la frecuencia de resonancia.

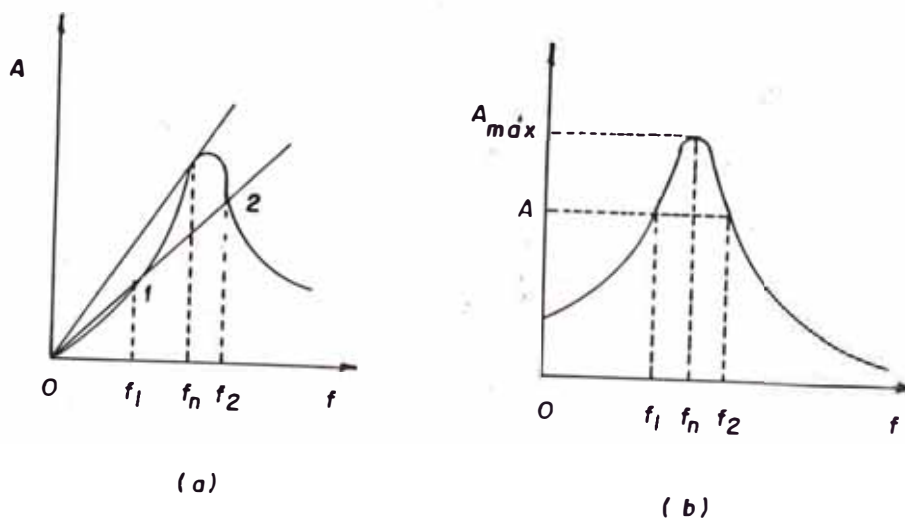


Fig. 3.16 Formas Geométricas de curvas de respuestas para determinar el amortiguamiento.

El valor del amortiguamiento se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$D = \frac{\Delta f}{2f_m} \quad (3.8)$$

donde:

$$\Delta f = f_1 - f_2 \quad (f_1 \text{ y } f_2 \text{ están definidos en la Fig. 3.16})$$

f_m , es la frecuencia de resonancia.

Hasta ahora, la experiencia que se tiene en la determinación del amortiguamiento mediante pruebas de campo es muy poca y puede afirmarse que sólo a través de pruebas de laboratorio es como se ha podido determinar el amortiguamiento para fines prácticos. Las mayores dificultades que se presentan, al querer determinar el amortiguamiento a través de las pruebas de campo son:

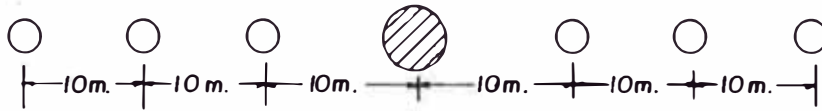
a) resultan muy caras.

b) el amortiguamiento interno es por lo general muy pequeño y es muy difícil de medirse in situ porque se ve opacado por el amortiguamiento radial. Este último se debe a la disipación de energía a través de ondas que viajan alejándose de la fuente de excitación.

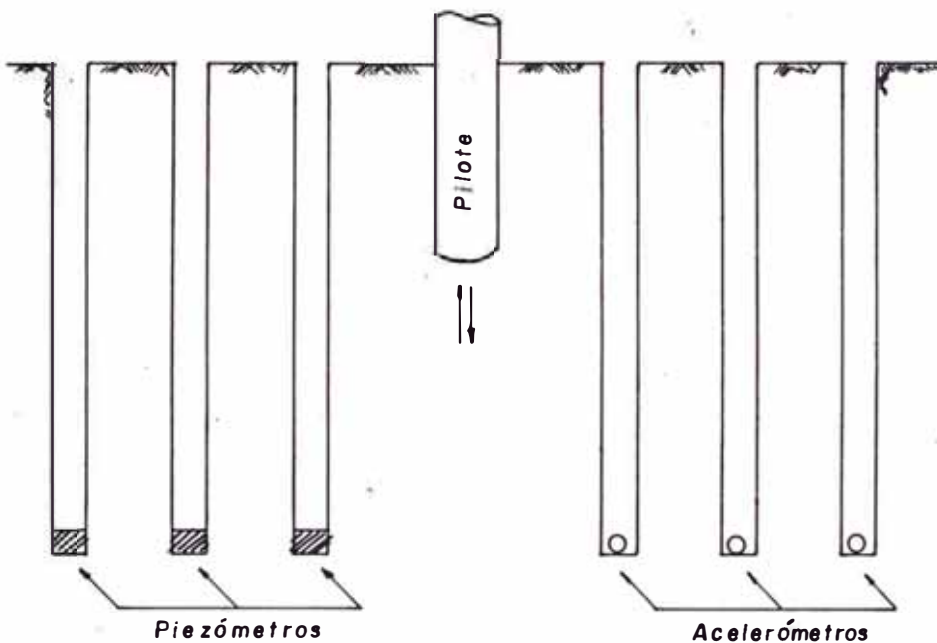
3.3.5.1 METODOS VIBRATORIOS. INCADO DE PILOTES

Este método tiene por finalidad la posibilidad de predecir si en un depósito arenoso desarrolla licuación durante sismos mediante mediciones de incre-

Perforaciones para colocar los piezómetros (dia. \approx 8.5cm) Pilote de compactación Perforaciones para colocar los acelerómetros (dia. \approx 14.5cm)



(a) PLANTA



(b) ELEVACION

Fig. 3.17 Colocación del equipo (Ira. Serie)

mentos en la presión de poros durante vibraciones en el sitio de prueba. El método emplea pilotes de compactación (generalmente de 40 cm. de diámetro exterior) para producir vibraciones en el terreno. Este procedimiento consiste en realizar pozos de diámetros menores cerca del pilote de compactación ya colocado en el lugar establecido. En dichos pozos se instalan piezómetros y acelerómetros que después se rellenarán con arena. La dis-

tribución de los pozos se indica en la Fig. 3.17 y Fig. 3.18.

Los piezómetros que se han utilizado en diferentes investigaciones (14 y 30) se muestran en la Fig. 3.19. En este caso, el piezómetro está adaptado como un transductor de presión tipo diafragma dentro de un tubo protector de tipo cónica. Este tubo protector se introduce encima de la pieza cónica para facilitar el paso del agua del suelo dentro del tubo e impedir posibles derrumbamientos en la perforación. La instalación de los piezómetros se indica en la Fig. 3.19. Estos pozos deben ser perforados por el método convencional hidráulico, después se introducirá el tubo protector para luego colocar el martillo del incado aproximadamente a 1.50 mts debajo del fondo del pozo. Luego, el tubo protector se

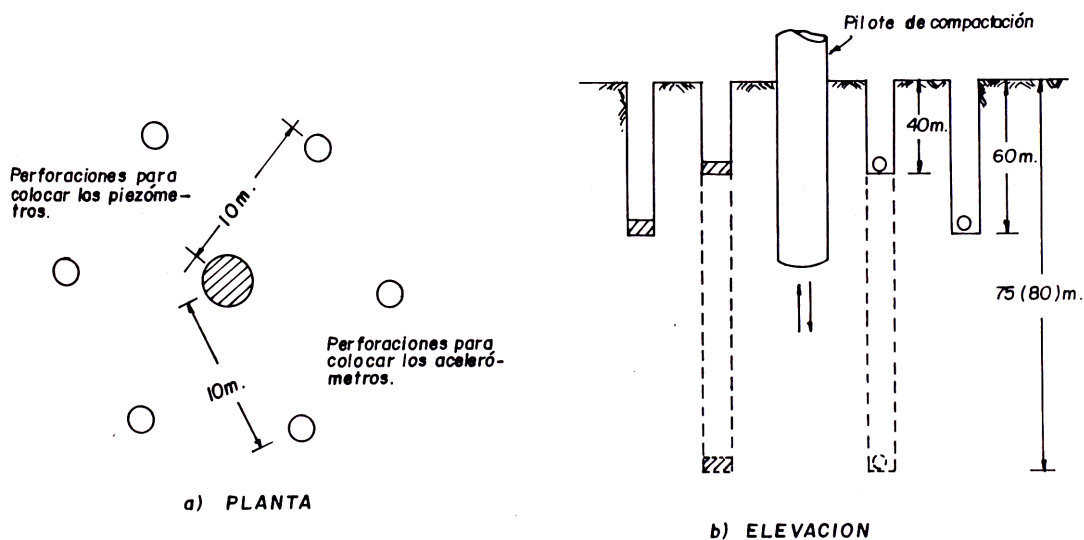
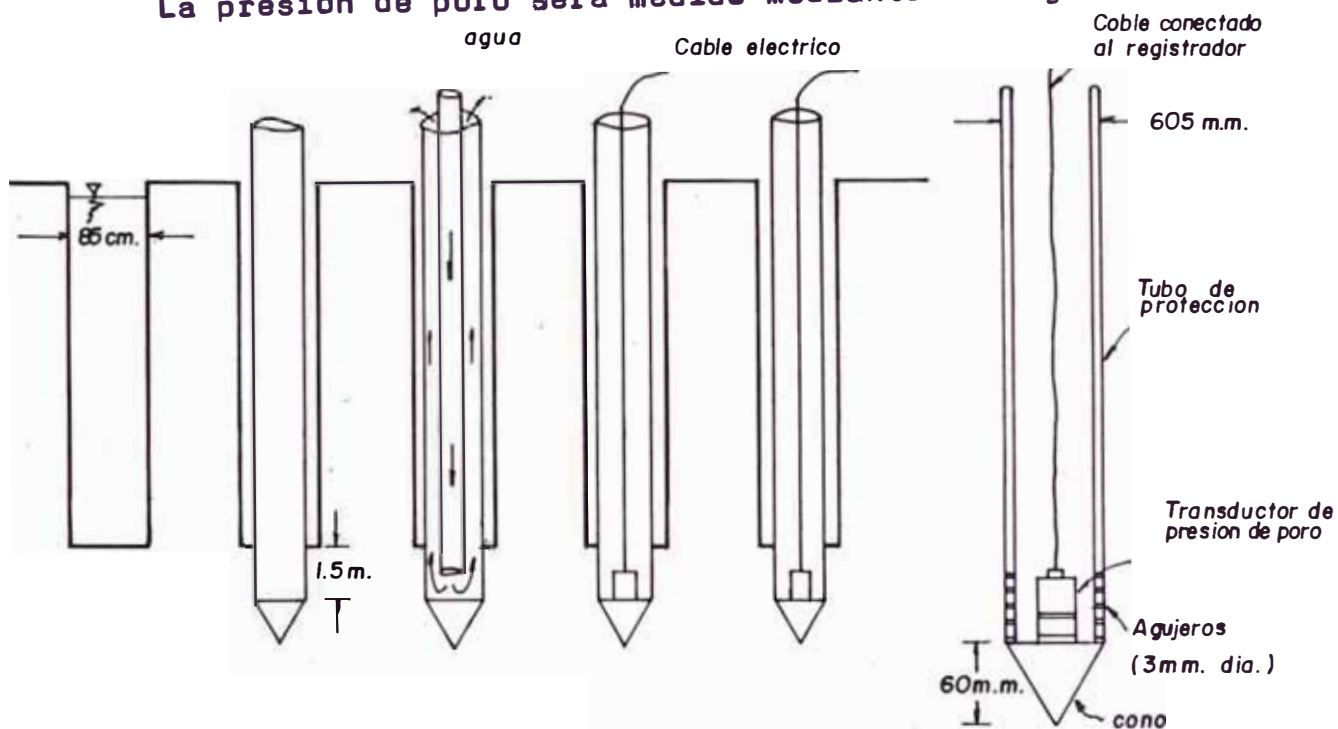


Fig. 3.18 Colocación del equipo (2da. serie)

Fig. 3.18 Colocación del equipo (2da. serie)

lavará con agua fresca para limpiar posibles elementos que podrían originar fricciones que impidan la perforación y finalmente se colocará el transductor de presión de poro al fondo del tubo y se cubrirá con arena.

La presión de poro será medido mediante el registro



(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Perforación	Colocación del tubo de protección	Lavado	Instalación del piezómetro	Relleno	Detalles del equipo

Fig. 3.19 Instalación del Piezómetro

de los incrementos resultantes de la aplicación de esfuerzos vibratorios. Estos incrementos aparecen rápidamente y se miden antes de las disipaciones en los si -

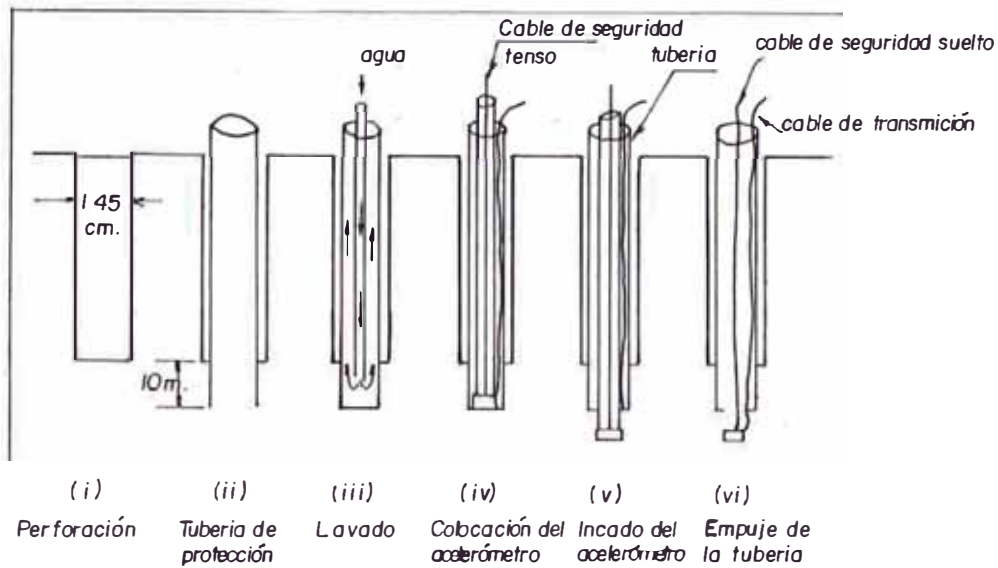


Fig. 3.20 Instalación del Acelerómetro

güentes estratos. De aquí se puede notar, que no es necesario aislar los piezómetros de otras partes de los depósitos de suelo como suele exigirse en las mediciones de presión de poro estáticos en suelos estratificados, y el incremento de la presión de poro observado en el piezómetro puede considerarse indicativo de aquellos suelos de igual profundidad y distancia del pilote instalado.

Las aceleraciones y las presiones de poro se miden simultáneamente a la misma profundidad y distancias respecto al pilote de compactación, Fig. 3.20. El procedimiento de instalación es el mismo que la de los piezómetros. En la instalación de estos acelerómetros deberán tenerse cuidado en la colocación a su posición co-

recta y orientación. El tubo guía y la caja que encierra al acelerómetro se muestran en la Fig. 3.21.

Después de la instalación de los piezómetros y acelerómetros se instala el equipo de pilote en el punto establecido en el terreno. Este pilote es incado mediante un generador de vibraciones capaz de producir oscilaciones verticales con fuerzas de 35 Tns. a frecuencias de 17 Hz, dependiendo básicamente del equipo vibratorio empleado. La fuerza real debe ser ajustada para producir una penetración a razón de 1.00 m.a 2.00 m. por minuto. Durante el proceso del incado se regis-

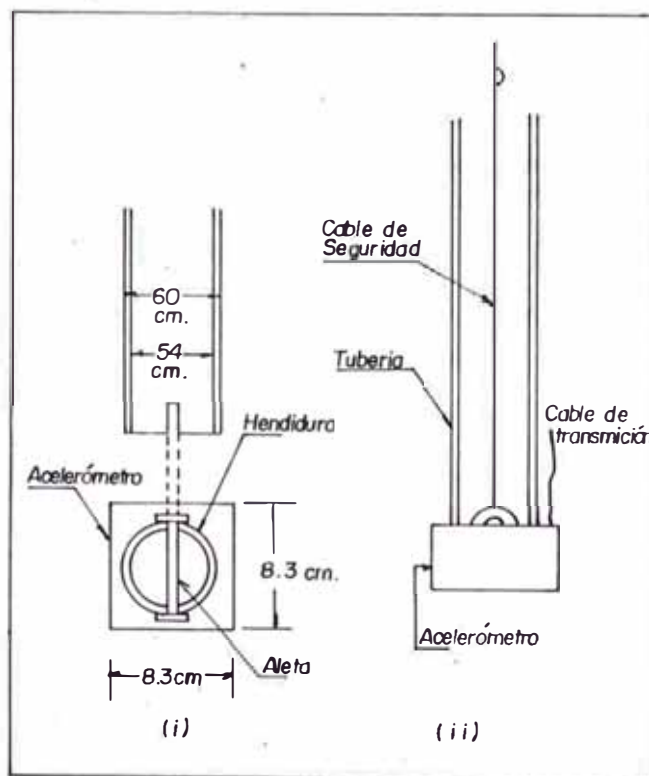


Fig. 3.21 Conexión con la Tubería

tran continuamente las variaciones de presiones intersticiales y las aceleraciones respectivas.

3.3.5.2 ENSAYOS DE CAMPO CON VOLADURAS

Este método proporciona informaciones útiles acerca de la probabilidad de licuación o asentamiento de suelo considerado in-situ. Fueron practicados inicialmente por Florin e Ivanov (31). Utiliza explosivos como un medio para estabilizar estratos de arena y señala el potencial de inestabilidad de los suelos durante sismos.

El método se fundamenta en la ocurrencia de las explosiones sobre depósitos blandos de arena saturada la presión intersticial gradualmente se disipa dentro del suelo y ocurre la densificación. Los asentamientos que ocurren sobre la superficie del terreno resultantes de la densificación se toma como un índice de inestabilidad. Antes de las voladuras se colocan un cierto número de piezómetros a diferentes profundidades y distancias de la carga de explosivos. Se han registrado presiones de poro un 80% de la presión efectiva a 5.50 m. de distancia del punto de detonación (32). Estos ensayos de voladura también fueron realizados por Prakash y Gupta (1970) en depósitos de arena en el lecho del río Damodar, India, en donde la inestabilidad de una presa de tierra de 55.00 m. de alto fué el centro

de preocupación. También se han registrado piezómetros empotrados a unos 6.00 m. de profundidad a 3.00 m. del punto de detonación de la carga una presión de poro igual al 80% de la presión efectiva.

Este método presenta algunas desventajas:

- es incapaz de producir variación de esfuerzos en el suelo por lo que en realidad es cíclico.
- las pruebas con voladuras requieren un espacio muy extenso y dificulta por esto investigaciones en centros poblados.
- los intervalos de tiempo entre descargas son muy cortas, entre 0.001 a 0.005 seg., y las correspondientes frecuencias exceden demasiado a las frecuencias naturales de los receptores de aceleración disponible.
- los receptores de aceleración no registran las mediciones reales y producen desplazamientos que son difíciles de calibrar antes de las descargas.

3.3.5.3 METODO DE LA RESISTIVIDAD ELECTRICA

El método se basa en una de las características del suelo, respecto a su naturaleza, donde presenta una mayor o menor resistividad eléctrica cuando una corriente es inducida a través de ellos. En cierto modo sólo se podrá utilizar, en caso del análisis del poten-

cial de licuación, para determinar los tipos de estratos en el subsuelo. Este método sirve para medir las resistividades a diferentes profundidades en un mismo lugar y también para medir la resistividad a una misma profundidad a lo largo de un perfil. Las mayores resistividades corresponden a rocas duras, siguiendo rocas suaves, gravas compactas, etc. teniendo los valores inferiores los suelos suaves saturados. Fig. 3.22.

3.3.5.4 ENSAYOS POR OBSERVACION DIRECTA

Ciertamente, pocos ensayos han sido realizados en la investigación de las características de depósitos de arena mediante una observación directa del comportamiento de la arena que se desarrolla durante movimientos sísmicos. En nuestro país todavía no es recomendable realizar un Programa de medición de campo muy riguroso para estudios de licuación, pero se podría emplear si las necesidades así lo requieren. A continuación se describe un Programa de medición de campo desarrollado en la isla Ohgishima, al oeste de Tokyo, Japón (34).

Este programa consistió en la instalación de diversos grupos de piezómetro a 2 profundidades diferentes para registrar presiones intersticiales el cual son medidas importantes que caracterizan la licuación en depósitos de arena. Luego, se instaló un sismógrafo de 2 componentes que permite registrar simultáneamente

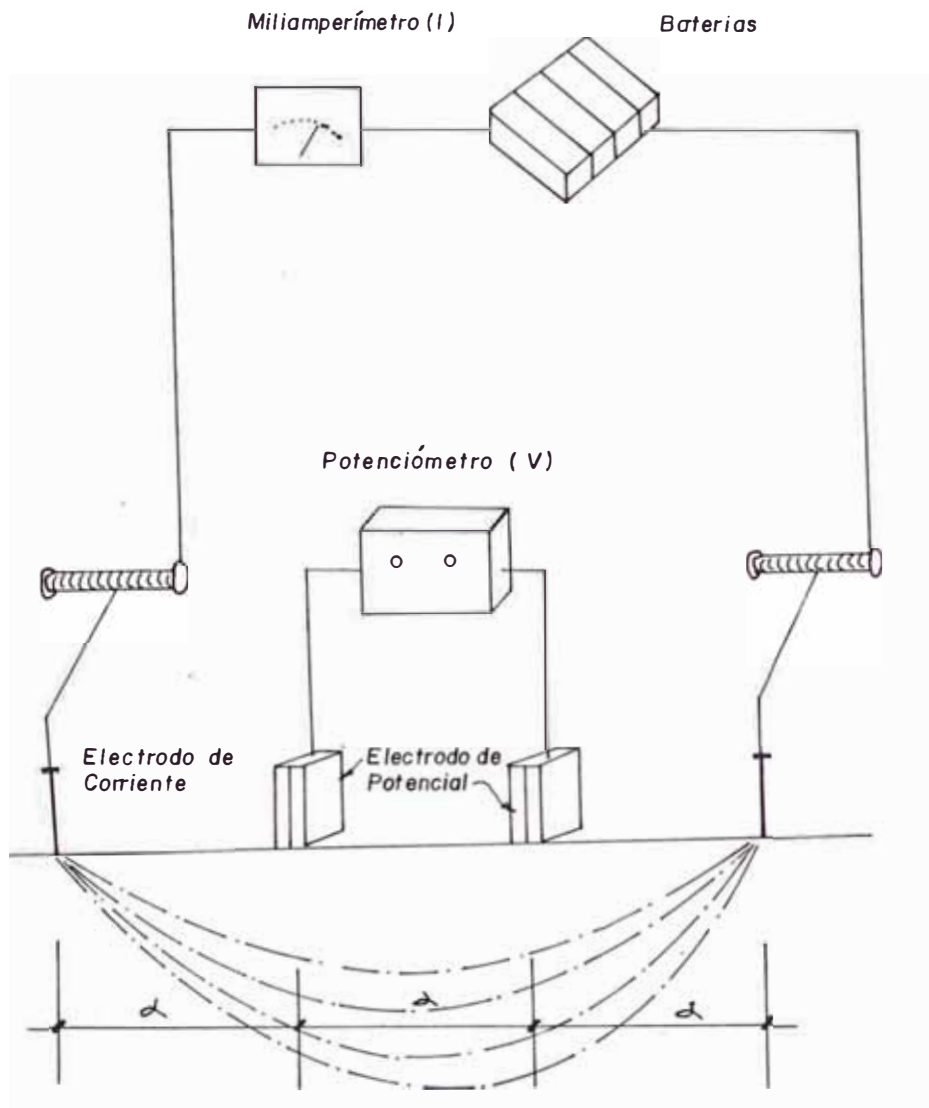
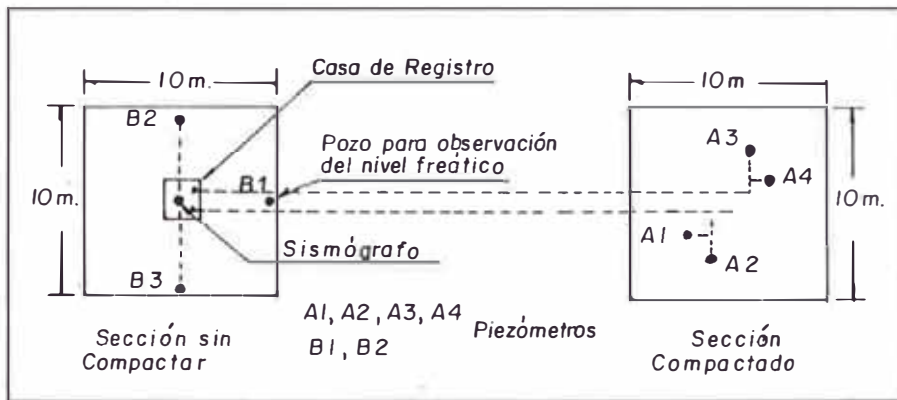
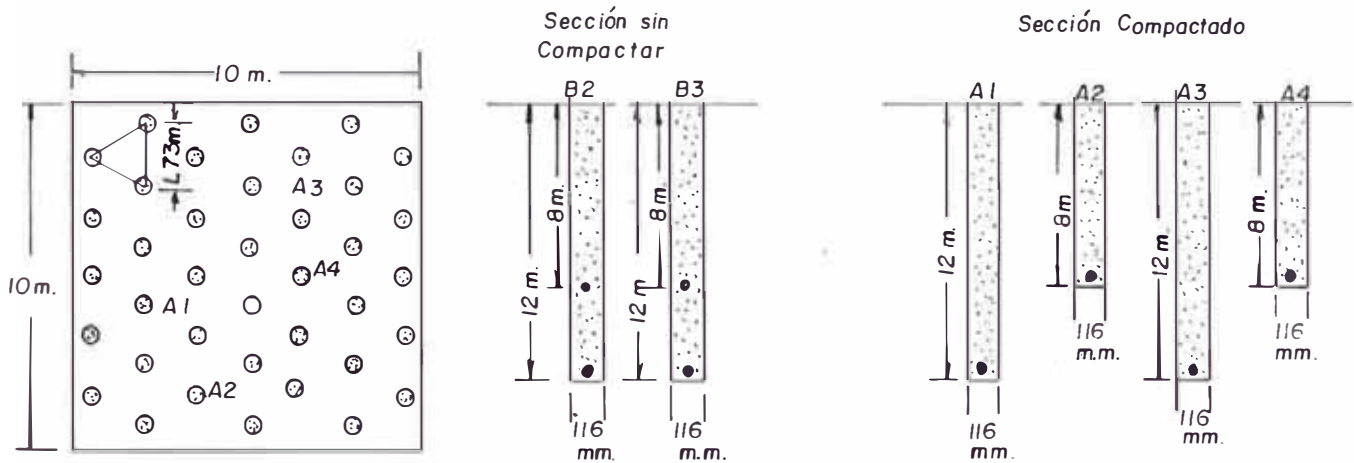


Fig. 3.22 Dispositivo para exploración Geofísica por el Método de Resistividad Eléctrica.



a) Planta

- Piezómetros A1, A2, A3, A4
- ⊙ Pilotos de Compactación



b) Sector Compactado

c) Perfil

Piezómetro

Fig. 3.23 Método observación directa

aceleraciones y presión intersticial.

Se ha tomado en cuenta también, que las características de la presión intersticial depende de la densidad del depósito respectivo. Entonces, se ha instalado los equipos en dos depósitos de arena con diferentes densidades para comparar, luego, la respuesta de la presión intersticial entre estos depósitos bajo un movimiento común de un terremoto. Entonces, el lugar de prueba ha sido dividido en dos secciones tal como se ilustra en

la Fig. 3.23 (a). En la sección derecha, 10.00 x 10.00 m. se ha compactado a una profundidad de 15 mt. para proporcionar un depósito denso. Entonces, se ha instalado pilotes de compactación de 40 cm. de diámetro con una separación de 1.73 m. entre los centros, tal como se muestra en la Fig. 3.23 (b). Luego, se realizan dos grupos de agujeros de 116 mm. de diámetro a profundidades de 8 a 12 m. Fig. 3.23 (c), con el fin de colocar cuatro piezómetros en el fondo para caracterizar dos mediciones independientes bajo las mismas condiciones. Después de rellenar las proporciones con arena los cables fueron conducidos a la superficie del terreno y luego a la casa de registros a través de tubos PVC tendidos cerca de 50 cm. debajo de la superficie.

En la sección izquierda, sobre la arena en estado natural, también se realizan perforaciones de 116 mm. de diámetro, a una profundidad de 12 cm. y fueron colocados piezómetros en cada uno de esas perforaciones; uno en el fondo y el otro a 8.0 m. de profundidad (Fig. 3.23 (c)). Luego, debajo de ellos, se instalaron dos grupos de medidores de presión de poro en las mismas condiciones conectándose con la casa registradora mediante cables. Los transductores utilizados para el piezómetro fueron de tipo piezo-resistor con un cuarto de lazo de puente; tiene un rango de llenado de 2.0 kg/cm². en dia

fragma de 1.8 cm. de diámetro. El transductor, es encastrado en la sonda piezométrica equipada con una argolla porosa cerca de su extremo.

En la casa de registro, se instaló un equipo de acelerómetro de dos componentes horizontales sobre un bloque de concreto cuadrado de 50 x 50 cm. que separa del piso de la casa, como se muestra en la Fig. 3.24. Los acelerómetros utilizados fueron electro-magnéticos y de tipo arranque-automático con un rango de llenado de 1.0-1,000 gals dentro del rango de frecuencia entre 0.1 y 30 Hz. También se instalaron el subsidiario monitor de acelerómetro del movimiento vertical sobre el bloque de concreto para enviar señales a un circuito arrancador, en el cual, dispara a las tarjetas registradoras un oscilógrafo y un pequeño reloj para imprimir el tiempo y la fecha cuando el terremoto ocurre.

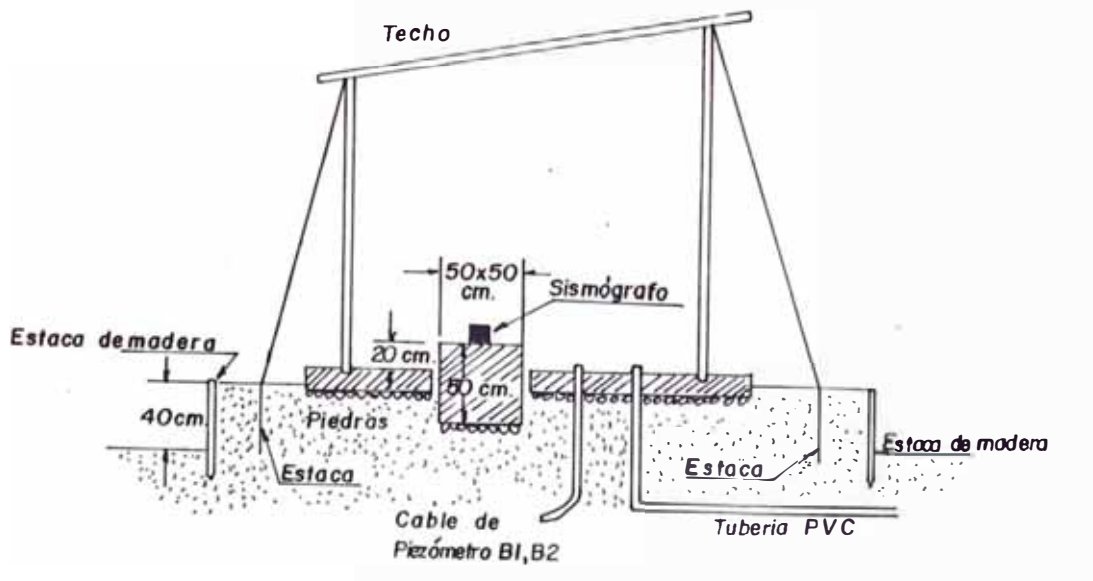
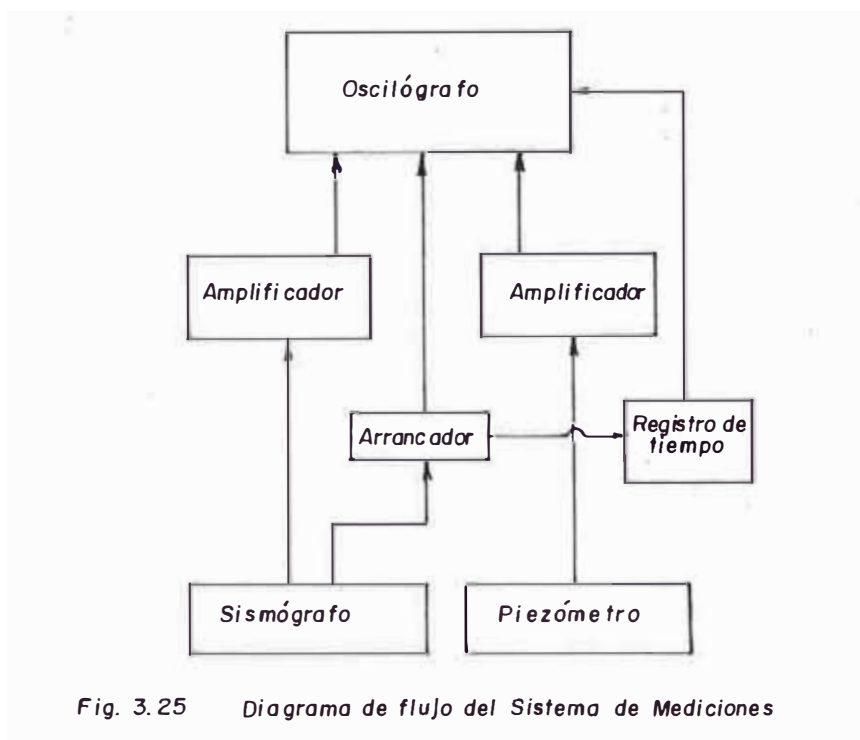


Fig. 3.24 Casa de Registros



El diagrama de ensamblaje del sistema de registro se muestra en la Fig. 3.25. Son en total, 8 señales de los piezómetros y los amplificadores para ser transmitidos luego al oscilógrafo. Al mismo tiempo las dos componentes de los acelerómetros transmiten dos señales, el primero para la amplificación y el segundo para el oscilógrafo. Una vez comenzado el sismo el circuito arrancador dispara señales al oscilógrafo. Entonces es posible obtener 10 registros simultáneos sobre un papel receptor de señales, incluyendo las aceleraciones y presión de poro.

3.4 LABORATORIOS DE INVESTIGACION

El conjunto de datos firmes, seguros y abundantes respecto al suelo con el que se está tratando, llevan al ingeniero a adquirir una concepción razonable exacta -

ta de las propiedades físicas del suelo que deben ser consideradas en un análisis. En realidad, en laboratorio idóneos es donde se obtienen datos definitivos para una investigación. Pero, para llegar a unos resultados dignos de crédito es preciso cubrir en forma adecuada una etapa previa e imprescindible; la obtención de las muestras de suelo apropiadas para la realización de las correspondientes pruebas. Resultan de este modo, estrechamente ligadas las dos importantes actividades; el muestreo y la realización de las pruebas necesarias de laboratorio. En el caso de investigaciones referidas la evaluación de las condiciones de esfuerzo o deformaciones cíclicas probables que desarrollarían en el campo debido a un sismo de diseño propuesto se comparan con aquellas esfuerzos y deformaciones observadas para causar licuación en muestras representativas del depósito en algunos ensayos de laboratorio. Estos ensayos proporcionan una simulación adecuada de condiciones de campo y proporcionan resultados que permiten fijar el comportamiento del suelo bajo las condiciones de campo.

Por consiguiente, a continuación se describe algunos ensayos de laboratorio apropiados que permiten fijar el comportamiento del suelo bajo las condiciones de campo y están involucrados en precisas criterios en

la evaluación del potencial de licuación. Los procedimientos más conocidos para determinar algunas propiedades dinámicas del suelo se clasifican de la siguiente manera:

3.4.1 Aplicación de cargas cíclicas. Ensayo :

3.4.1.1 Triaxial cíclica.

3.4.1.2 Corte simple

3.4.1.3 Corte por torsión

3.4.2 Vibraciones forzadas

3.4.2.1 Prueba de la columna resonante

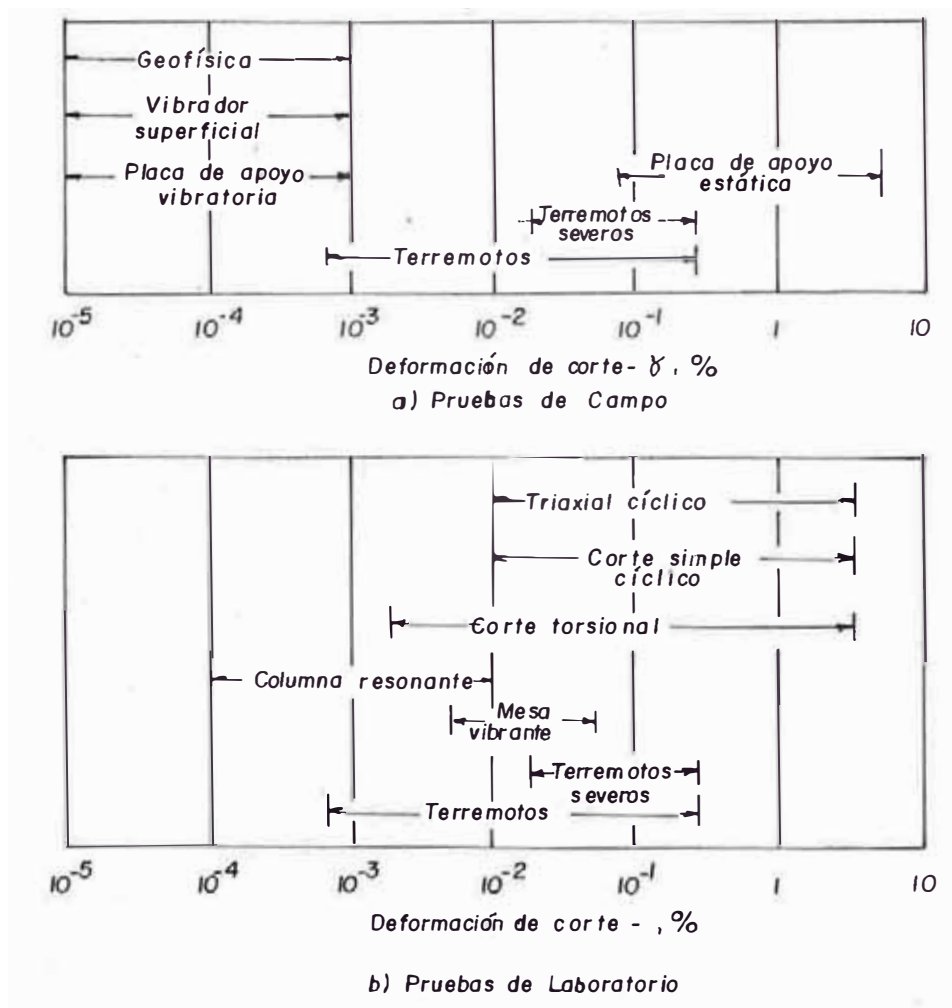
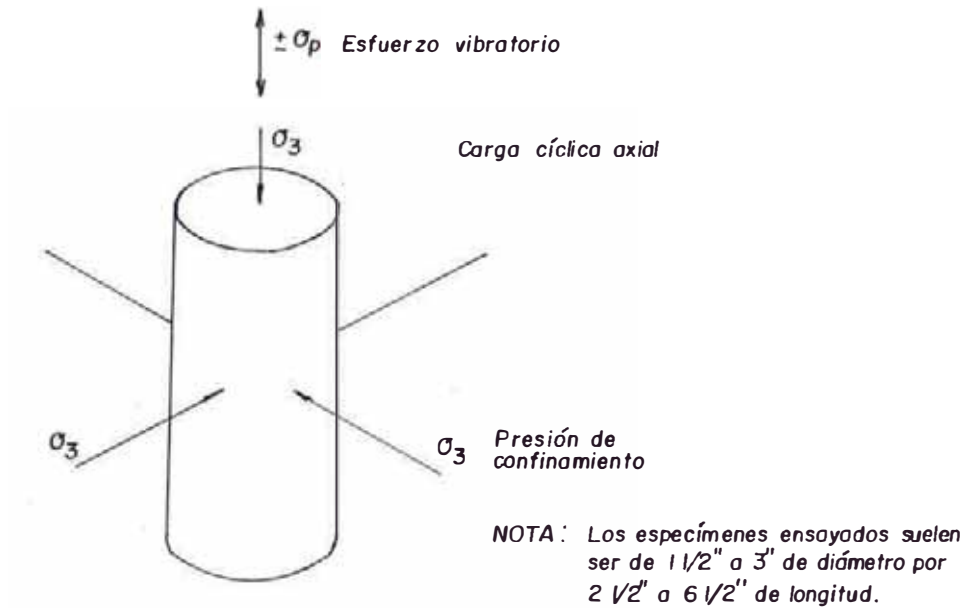


Fig. 3.26 Rasgos Aproximados de Deformaciones



3.4.3 Vibraciones libres

3.4.3.1 Columna resonante

3.4.3.2 Cortante simple

3.4.3.3 Cortante por torsión

3.4.3.4 Mesas vibratorias

3.4.4 Técnica pulsativa

Se ha determinado el rango de deformaciones que se pueden lograr a través de estas pruebas y su comparación con el rango que se tiene durante temblores de mediana y alta intensidad se indica en la Fig. 3.26. La prueba de la técnica pulsativa no aparece en dicha figura, pero - por lo general, el rango de deformación en el que se trabaja en esta prueba es menor o igual a 10^{-6} %.

3.4.1 APLICACION DE CARGAS CICLICAS

3.4.1.1 ENSAYO TRIAXIAL CICLICO

El ensayo triaxial cíclico consiste en aplicar es

fuerzos longitudinales de compresión y tracción a una probeta cilíndrica de suelo montada dentro de una cámara triaxial del tipo convencional. La Fig. 3.27 indica los esfuerzos a los que se sujeta la muestra durante la aplicación de carga axial cíclica. En este caso el valor del módulo de Young (E) se determina a través de las mediciones directas de las características de esfuerzo-deformación. Para obtener el valor del módulo de corte (G) es necesario utilizar la relación indicada con la ecuación :

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad (3.9)$$

Este ensayo tiene la ventaja de variar el nivel de deformación a través de un control adecuado de los esfuerzos aplicados y la de utilizar un equipo que fácilmente se puede conseguir en el mercado. Sin embargo, presenta serios inconvenientes al no reproducir las condiciones de consolidación y de carga que suceden en realidad. En el campo los estratos de suelos se consolidan anisotrópicamente y el estado de esfuerzos durante las cargas que se tienen, para el caso de sismos, es muy diferente de aquél producido en el laboratorio; además, las restricciones impuestas por los aparatos en los extremos de la probeta, inducen concentraciones de esfuerzos en esos lugares.

VENTAJAS

Se puede obtener un control preciso de las condiciones de ensayo.

- Su costo es moderado.

DESVENTAJAS:

- La tensión cíclica aplicada no tiene una relación inmediata con los ciclos de tensión del suelo in-situ.
- Las tensiones principales del suelo pueden ser horizontales o verticales.
- La presión intersticial dinámica y la presión total media fluctúan enormemente durante el ensayo.
- El estado tensional cíclico no es simétrico ($\sigma_2 = \sigma_3$ en compresión axial y $\sigma_2 = \sigma_1$ en compresión lateral).
- No existe deformación plana de la muestra porque el ensayo tiene simetría cilíndrica (las deformaciones ocurren simultáneamente en las tres direcciones principales).

3.4.1.2 ENSAYO DE CORTE SIMPLE CICLICO

Este ensayo comúnmente se ha efectuado tanto en pequeñas probetas cilíndricas y cuadradas, como en probetas de tamaño relativamente grande. En el caso de probetas pequeñas, los esfuerzos cortantes cíclicos se

aplican directamente a través de las paredes de los aparatos que las contienen, Figs. 3.28 y 3.29. El módulo de corte se obtiene directamente al determinar los esfuerzos y las correspondientes deformaciones cor_u tantes.

VENTAJAS

- Simula fielmente las condiciones del campo cuando a un suelo se le somete a movimientos intensos de sismo.

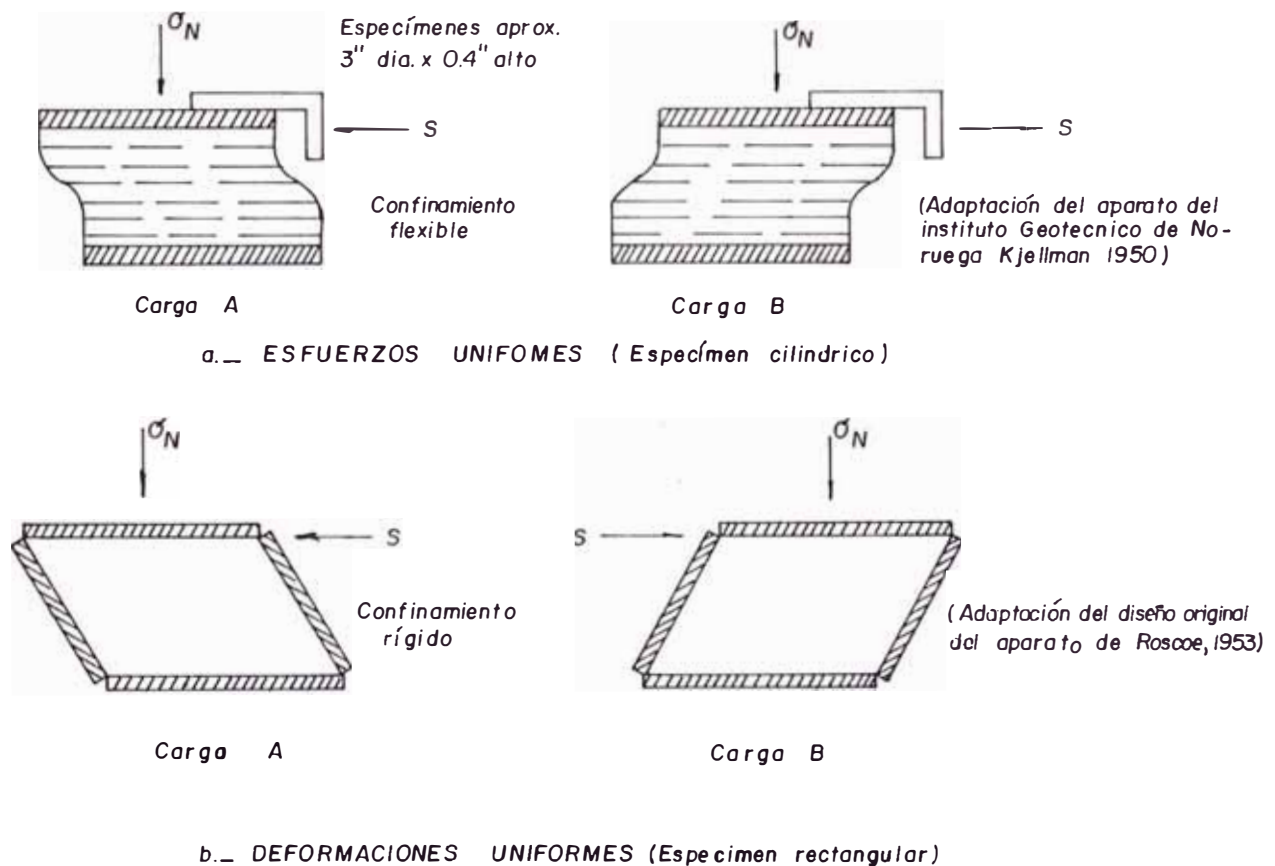


Fig. 3.28 Ensayo de corte simple.

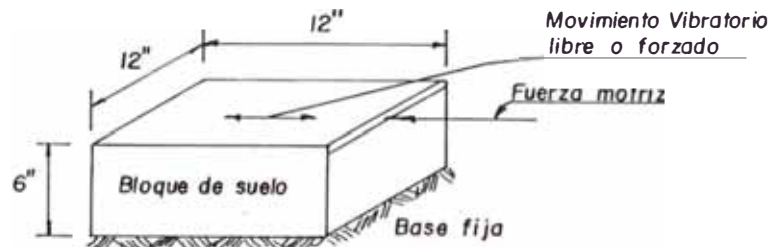


Fig. 3.29 Ensayo de corte Simple

- La consolidación de la muestra es anisotrópica.
- Existe pequeñas fluctuaciones en la presión intersticial dinámica.

DESVENTAJAS

- El efecto de las fronteras inducen concentraciones de esfuerzo cerca de las esquinas o extremos de las probetas, es decir, la ausencia de las tensiones cortantes complementarias en las paredes verticales produciendo concentraciones de tensión en los bordes de la muestra y la distribución de tensiones no es uniforme en el interior.
- Cuando se invierte el sentido de las fuerzas cortantes y cuando aparecen franjas de arenas menos densas, la muestra tiene una tendencia a mover la vástula.
- No se pueden medir ni controlar las tensiones laterales de confinamiento durante el ensayo.

- Existen dificultades en la colocación y sellado de la muestra, Pueden quedar burbujas de aire en las esquinas que favorezcan la licuación.
- Existen condiciones de deformación no uniformes.

3.4.1.3 ENSAYO DE CORTE POR TORSION

Existen dos tipos de torsión cíclica que son conocidas y empleadas para determinar el módulo de corte. La primera de ellas es la desarrollada por Hardin y Drenevich. Consiste en aplicar cargas torsionales cíclicas a una probeta cilíndrica de suelo que puede ser

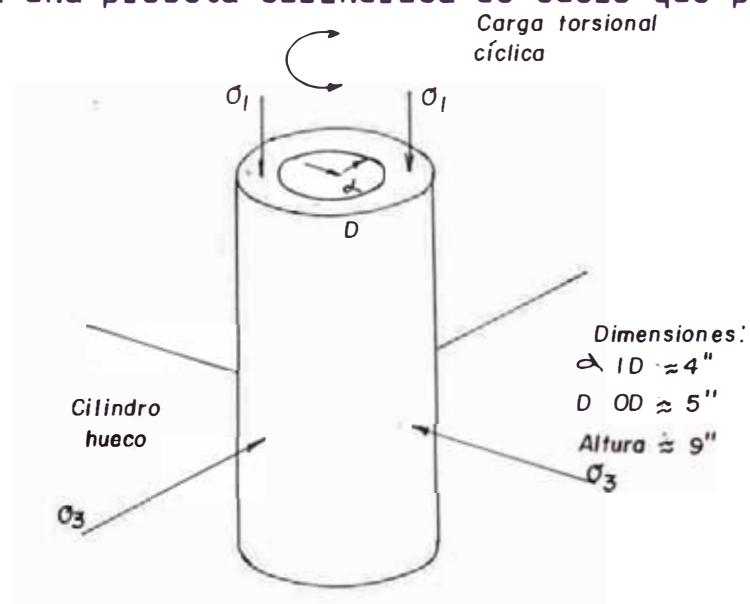


Fig. 3.30 Ensayo de carga Torsional

sólida o hueca, Fig. 3.30.

La otra prueba de torsión cíclica es la desa -

rollada por Zeevaert y es quizá la más sencilla y práctica para determinar el módulo de corte en cualquier tipo de suelo. El procedimiento consiste en aplicar un par torsionante en el extremo superior de una muestra cilíndrica, Fig. 3.31, para soltarla posteriormente y provocar vibraciones libres que son registradas mediante un instrumento eléctrico.

VENTAJAS

- Una probeta hueca es la disminución de la variación de las deformaciones cortantes en la sección transversal que se analiza; en la probeta sólida la deformación en el centro es nula mientras que en la orilla es máxima.
- Existe la posibilidad de determinar el valor del módulo de corte en un rango amplio de deformaciones.
- La consolidación de la muestra es anisotrópica.
- Los movimientos laterales son despreciables cuando se aplican el par torsor.
- Existen posibilidades de controlar el parámetro $K_0 = \sigma_3 / \sigma_1$ durante el ensayo.
- Se mantiene invariable la forma geométrica de la muestra al aplicar el esfuerzo de corte a torsión.

DESVENTAJAS

- No se pueden emplear muestras inalteradas de suelo.
- La distribución de tensiones cortantes horizontales no es uniforme en la muestra, sino que aumenta con la distancia al centro.
- No pueden aplicarse tensiones cortantes elevadas porque se produce un deslizamiento relativo entre la muestra y la piedra porosa.

3.4.2 APLICACION DE VIBRACIONES FORZADAS.

3.4.2.1 PRUEBA DE LA COLUMNA RESONANTE

Esta prueba consiste en someter a una probeta cilíndrica de suelo, similar a la señalada para ensayos de torsión cíclico, a vibraciones que podrían ser longitudinales, si se desea determinar el módulo de Young (E), o torsionantes si se desea el módulo de corte (G), Fig. 3.32. La frecuencia de excitación se hace variar hasta alcanzar una de las frecuencias de resonancia y poder así determinar la correspondiente velocidad de propagación de ondas. Por ejemplo, cuando se trata de un espécimen que este fija en su base y libre en la parte superior, las frecuencias de resonancia están dadas por la siguiente expresión:

$$f_n = (2n-1) \frac{V}{4H} \quad (3.10)$$

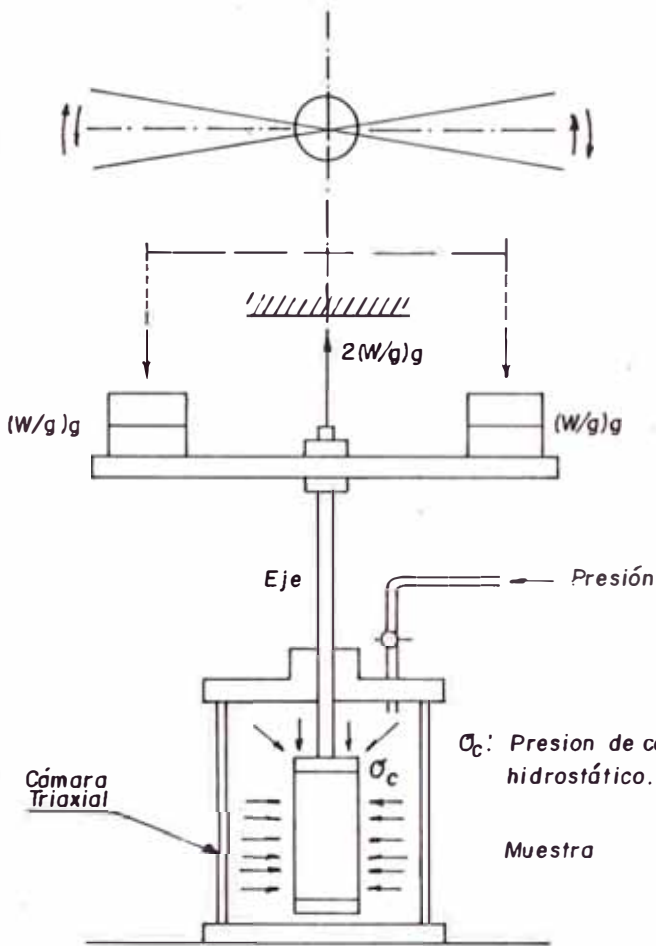
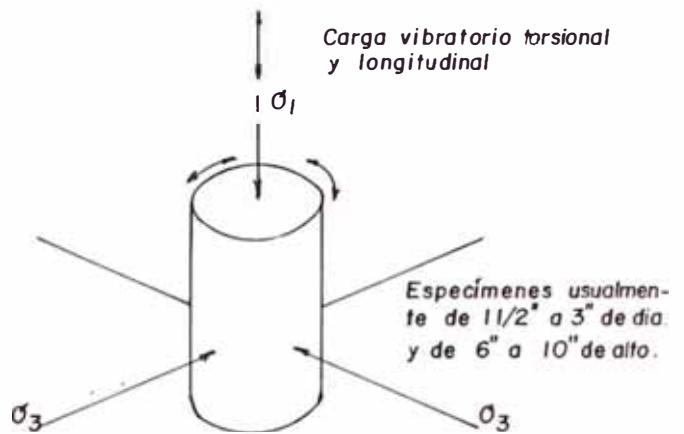
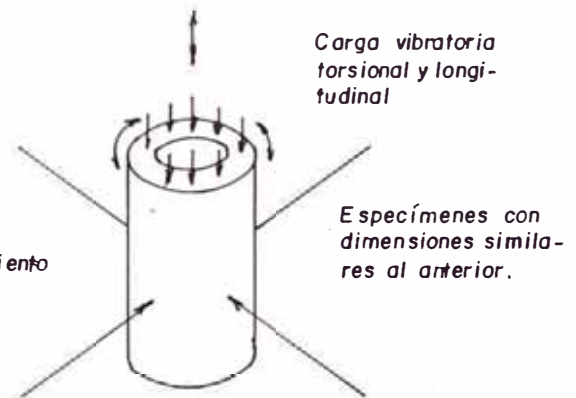


Fig. 3.31 Ensayo del Pendulo Torsional bajo condiciones continuas.



a) CILINDRO SOLIDO



b) CILINDRO HUECO

Fig. 3.32 Ensayo de la columna resonante.

donde: "n" es un número entero (para la frecuencia fundamental igual a 1), "H" es la altura de la columna, "v" velocidad de onda.

Teniendo en cuenta la determinación de "v", sean cortantes o longitudinales, el módulo correspondiente se obtiene a partir de la expresión:

$$M = \rho v^2 \quad (3.11)$$

donde: "M" es el módulo (E o G, según sea el caso) y ρ es la densidad de masa del suelo. Combinando las dos expresiones anteriores se obtiene :

$$M = \frac{16\rho H^2 f^2}{(2n-1)^2} \quad (3.12)$$

En esta prueba el nivel de deformaciones con el que se trabaja es relativamente pequeño, del orden del 10^{-4} %. Las principales ventajas que se pueden describir son la simplicidad de su ejecución y la posibilidad de aplicarla en varios tipos de suelo. Es además una de las pruebas que más comúnmente se usan en los laboratorios de dinámica de suelos.

3.4.3 VIBRACIONES LIBRES

3.4.3.1 MESAS VIBRATORIAS

El empleo de las mesas vibratorias

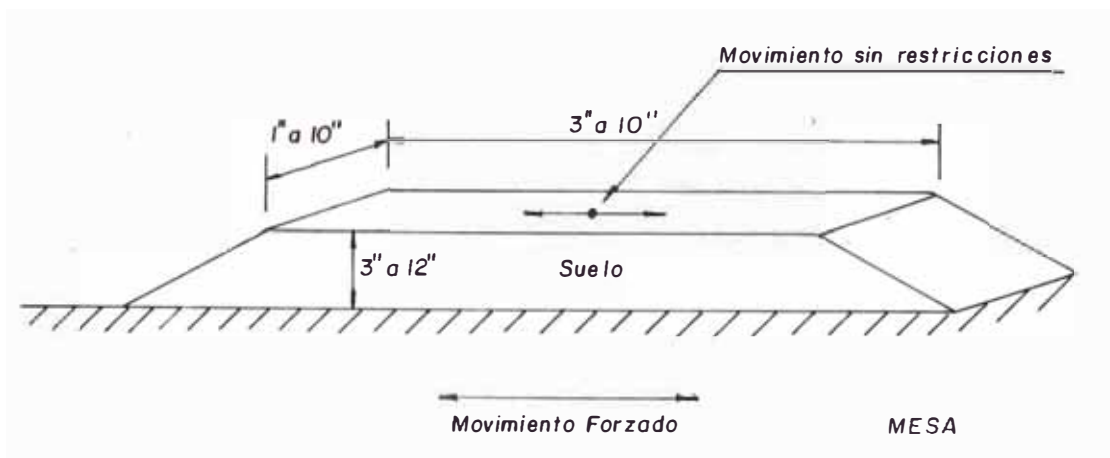


Fig. 3.33 Ensayo de la mesa Vibrante

tiene como fin primordial el de estudiar y determinar las propiedades dinámicas de los suelos a través de especímenes más grandes y por tanto más representativas de lo que se tiene en realidad. Se ha extendido su uso considerablemente en los centros de investigación, y hoy en día existen varios tipos que ofrecen una gran variedad de modalidades.

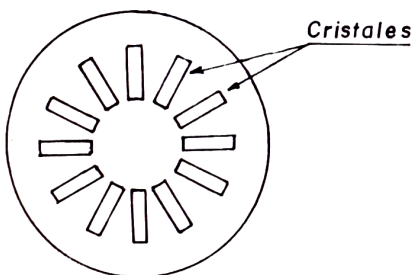
El procedimiento más común para determinar el módulo de corte en esta clase de pruebas, consiste en excitar la base del espécimen a través de desplazamientos horizontales en la base, Fig. 3.33, y medir la respuesta de la vibración libre cuando se suspende dicha excitación. El valor del módulo de corte se obtiene a través de las mismas expresiones indicadas en la prueba de la columna resonante, para el primer modo de vi-

bración, es decir :

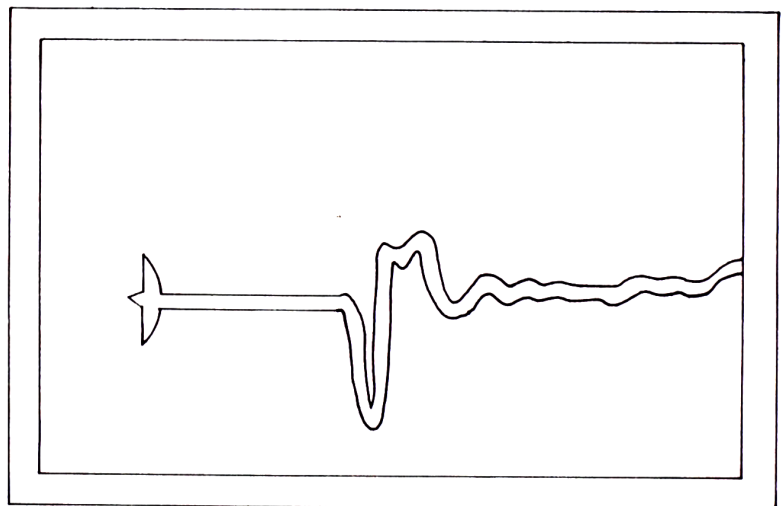
$$G = 16 \rho H^2 f^2 \quad (3.13)$$

determinando G en este procedimiento, está suponiéndose que la frecuencia fundamental es aproximadamente igual a la frecuencia natural de vibración amortiguada.

La ejecución de este ensayo es sumamente laboriosa y resulta muy cara. Además, presentan varios problemas del tipo práctico, tales como la dificultad de preparación de la muestra, su saturación y lo difícil que resulta aplicar altas presiones de confinamiento. Todo esto conduce a que esta prueba sea de uso exclusivo para trabajos de investigación.



a) Disposición Radial de los
Cristales Piezoeléctricos



b) Fotografía de la llegada de una onda de corte

3.4.4 TÉCNICA PULSATIVA

Esta técnica pulsativa consiste en colocar unos cristales piezoeléctricos en cada extremo de una probeta de suelo, y aplicar un pulso eléctrico en los cristales de uno de los extremos. Cuando se quiere medir la velocidad de ondas, la disposición de los cristales es en forma radial, Fig. 3.34(a). Los cristales son manufacturados de tal forma que, cuando se aplica un pulso eléctrico, se produce una distorsión cortante; dicha distorsión origina una onda transversal que pasa a través de la probeta y es registrada por los cristales del otro extremo.

La velocidad se determina dividiendo la longitud de la probeta entre el tiempo que tardó la onda en pasar de un extremo al otro. Con dicha velocidad el módulo buscado se obtiene mediante la siguiente expresión ; similar a la Ec. (3.11):

$$M = \rho v^2$$

CAPITULO IV

INFLUENCIA DE ALGUNOS PARAMETROS DE SUELO

En los capítulos precedentes se han referido a modelos matemáticos del comportamiento, propiedades, parámetros que gobiernan en la estructura e influencia en la naturaleza del suelo. Además, se han descrito los dispositivos de campo y laboratorio, necesarios para determinar algunos valores. Todo esto, teniendo por propósito conocer los medios por los cuales podemos definir depósitos de arena vulnerables al efecto de licuación de suelos, de tal modo, que pueda establecerse su potencialidad. En el presente capítulo corresponde analizar las influencias de los parámetros más importantes que describen al fenómeno que se está tratando.

El primer paso hacia la identificación de los depósitos licuables es distinguir los tipos de suelos que son potencialmente vulnerables al colapso en su estructura interna producto de la asimilación de la energía sísmica, mediante el cual se han determinado que los suelos arenosos son potencialmente licuables, mientras que los suelos limosos o arcillosos no lo son. Para ser más específico, los estudios realizados por -

Ishihara et al (1978) aclarando la posibilidad de licuación, determinaron que este fenómeno también ocurre en arenas limosas o sedimentos arenosos en términos de contenido de finos en suelos poco cohesivos. Determinar su potencial, implicaría desarrollar un método de cálculo en donde se emplearía los parámetros de suelo como datos de entrada.

Los resultados de algunos métodos de análisis dependen de los valores de los parámetros de entrada. Esta dependencia puede ser lineal o no lineal, pero, pequeñas variaciones en algunos parámetros, pueden causar cambios considerables en la respuesta del sistema, mientras que en otras, mantienen influencias considerables. Por otro lado, siempre existen ciertas cantidades inseguras, asociadas a los valores reales de los parámetros de entrada. Conocer la forma como las respuestas del sistema depende de los parámetros de entrada, puede ser de suma importancia en la interpretación de los resultados del análisis. Por tanto, a continuación se describe un análisis de la influencia de los parámetros de suelo que son factores importantes en la determinación del Potencial de Licuación.

4.1 DENSIDAD RELATIVA

De acuerdo a un procedimiento de cálculo específico para evaluar el potencial de licuación, se esta -

blece el grado de aproximación de la Densidad Relativa, (D_r), por lo que se disponen a evaluar indirectamente mediante fórmulas empíricas, correlaciones obtenidas - en el laboratorio, etc. Los datos registrados en los ensayos de laboratorio de numerosos investigadores han demostrado la gran influencia que presenta la densidad relativa o índice de poros en el comportamiento del terreno. Es por ello, se admite hasta ahora que la susceptibilidad del suelo a la licuación estaría determinada hasta un grado bastante alto, por su porosidad o densidad relativa. En otras palabras, podemos afirmar que con un movimiento sísmico dado, un depósito de arena puede sufrir colapso en su estructura interna, mientras que en el mismo material, en estado más denso, puede no ocurrir.

La densidad relativa o Compacidad Relativa, según la definición de Terzaghi quién introdujo una relación empírica, se define mediante la relación siguiente:

$$C_r(\%) = D_r(\%) = \frac{e_{\text{máx}} e_{\text{nat}}}{e_{\text{máx}} e_{\text{mín}}} \quad (4.1)$$

siendo; $e_{\text{máx}}$, relación de vacíos correspondiente al estado más suelto del suelo; $e_{\text{mín}}$, relación de vacíos correspondiente al estado más compacto del mismo; e_{nat} , relación de vacíos de la muestra en estado natural. Además, se puede emplear también para evaluar

la densidad relativa in-situ la siguiente relación propuesta por Meyerhof (1957):

$$D = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v - 0.7}} \quad (4.2)$$

donde: D_r , es la densidad relativa en porcentaje; N , es el número de golpes por metro del ensayo de penetra

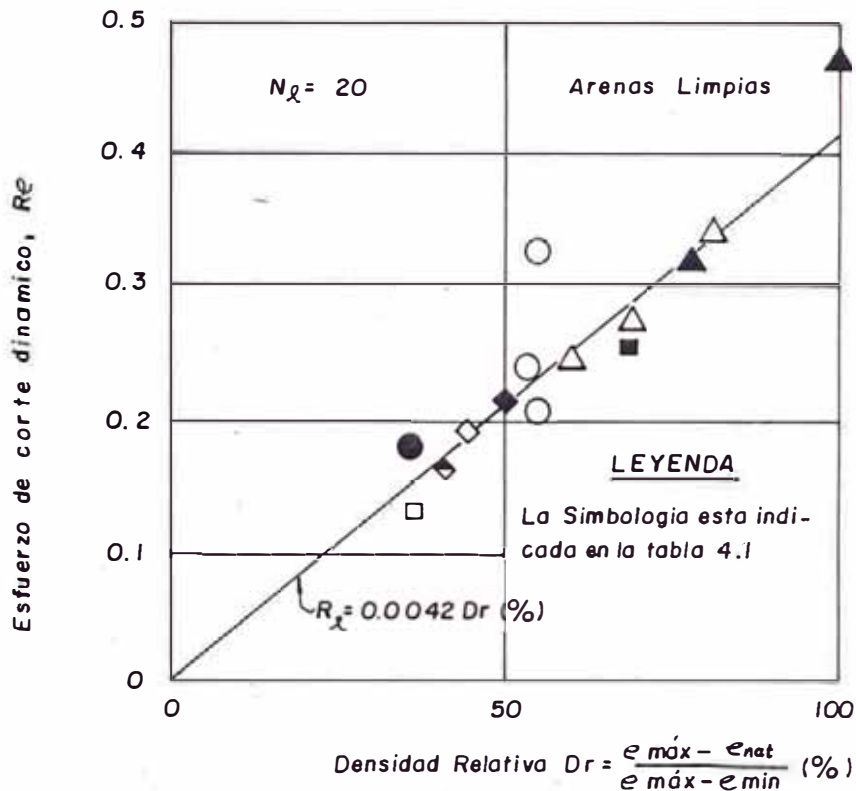


Fig. 4.1 Correlaciones para depósitos de arenas limpias, $R_x - D_r$

ción estandar y σ'_v , es la presión efectiva en kg/cm². Esta ecuación fué propuesta en base a los resultados de arenas limpias, realizadas por Gibbs y Holtz (1957). En la Fig. 4.1, muestra la relación entre la D_r y el esfuerzo de corte dinámico, obtenido de los ensayos triaxial cíclico sobre arenas limpias, sin considerar sue-

TABLA 4.1 Resumen de los resultados de ensayos Triaxial cíclicos sobre arenas limpias.

INVESTIGADORES	D 50 (mm)	S (%) (< 74 μ)	$e_{m\acute{a}x.}$	$e_{m\acute{i}n.}$	(Re) N= 20	D _v (%)	Símbolo	Observaciones
Seed y Lee (1966)		0	1.03	0.61	0.185	38	●	0.297 a 0.149 m.m. Arena del Rio Sacramento.
Lee y Seed (1967)		0	1.03 1.03	0.61 0.61	0.325 0.475	78 100	▲	" "
Lee y Fitton (1968)	6.50 0.68	0 0			0.427 0.287	50 50	◆	$\xi = 2.5\%$ "
	0.10	0			0.217	50		"
Finn, Pickering y Bransby (1971)	0.40	0	0.82	0.50	0.26 0.14	69 38	■	Arena de Ottawa ASTM C 109
Shibata y Tanimoto (1972)			1.007 1.007 1.007	0.59 0.59 0.59	0.205 0.250 0.325	55 55 55	○	Arena de Niigata "
Hagino, Imazi y Shinozaki (1974)	0.712	0	0.921 0.921 0.921	0.623 0.623 0.623	0.34 0.28 0.25	80 69 61	△	Arena de Sengeniyama "
Ishikara y Yasuda (1972)	0.260	2	0.99	0.55	0.19	45	◇	Arena de Niigata
Idem (1973)	0.40	0	1.03	0.48	0.165	42.5	◊	Arena del rio Fuji

los finos, inferiores a 0.074 mm.. Estos ensayos fueron llevados a cabo en varios laboratorios de investigación, Tabla 4.1. En general, dicha relación se puede admitir en depósitos de arena limosa de granos finos.

Debido a la forma como se deduce D_r , estos procedimientos deberán emplearse en métodos simplificados, cuya aproximación no sea tan significativa, puesto que la D_r pierde su condición de parámetro importante, porque aparte de sus limitaciones para obtenerlas, no son más que indicador empírico, que dependen de otros factores y propiedades significativas. Dado que la densidad relativa se refiere al grado de acomodo alcanzado por las partículas de suelo, dejando vacíos entre la estructura existen parámetros más relevantes, que influyen en el potencial de licuación de suelos.

4.1.1 INFLUENCIA DEL NIVEL FREÁTICO

La influencia del nivel freático en un depósito de arena, tiene gran importancia en la resistencia contra los efectos de licuación. Por lo general, cuando el esfuerzo efectivo in-situ tiene un valor relativamente alto en un depósito de arena o cuando el nivel freático, es más profundo, es menos susceptible a licuarse. Esta afirmación puede demostrarse con los resultados obtenidos del análisis simplificado por Seed e Idriss, (9). Las relaciones calculadas por el procedimiento desarrollado en la referencia, Fig. 4.2, se determinaron que para niveles freáticos más profundos, el potencial de licuación es menor. Si consideramos depósitos de arena en donde el nivel freático se encuen-

tra a profundidades de 1.5, 3.0 y 4.5 mts., de diámetro de granos D_{50} , aproximadamente 0.2 mm. y con peso unitario 1.8 Tn/m^3 ., la máxima aceleración que puede así -

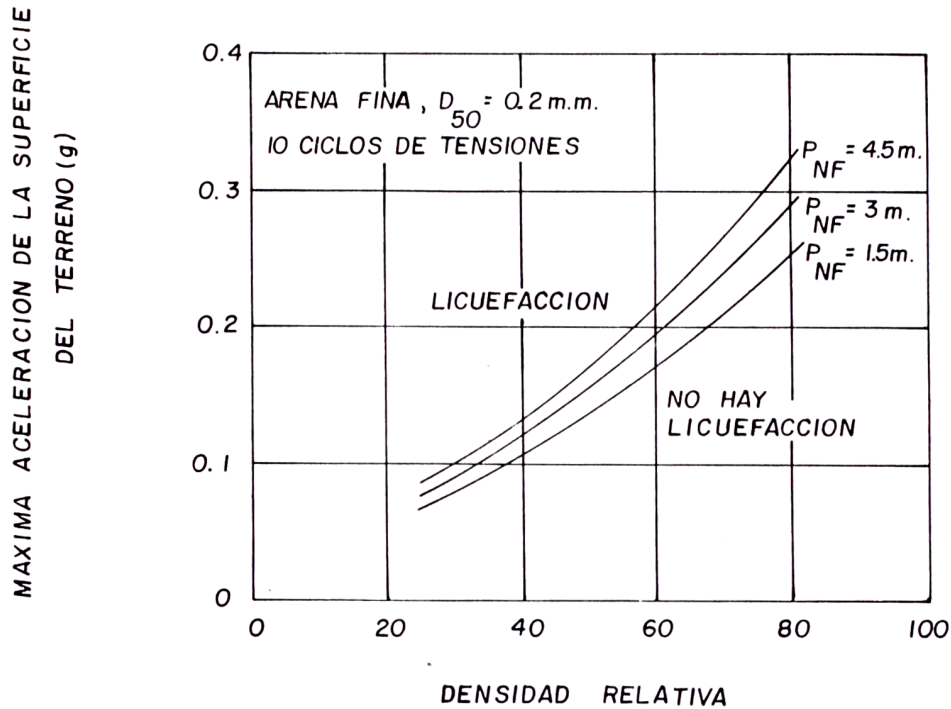


Fig. 4.2 EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUEFACCION DE UNA ARENA FINA (10 CICLOS DE TENSION)

milar respecto a la densidad relativa, para las diferentes profundidades de nivel freático, son distintas, puesto que, para una misma densidad relativa existirá una aceleración máxima superficial que pueda causar efecto de licuación en cuanto menos profundo se encuentre el nivel freático.

4.1.2 INFLUENCIA DE LA PRESION DE POROS

La presión de poros o presión intersticial es

la resultante de los esfuerzos que ejercen los líquidos y gases en todos los sentidos dentro de los intersticios que hay entre las partículas de suelos saturados. En tal sentido, la presión de poros mantiene su influencia, dado que su valor está intrínsecamente ligado a la estructura interna del suelo. La presión de poros puede generarse de un estado de flujo de agua constante a través de poros del suelo o por flujo transitorio inducido por la tendencia de los poros al cambio de volumen.

La presión de poros por flujo constante no depende de las propiedades del suelo, sino de las condiciones hidráulicas que son independientes de las respuestas del suelo a cargas externas. Esta componente de la presión de poro, es una variable independiente desde el punto de vista de Mecánica de Suelos. Por otro lado, la presión de poro inducida, si depende de las propiedades mecánicas del suelo, tales como la permeabilidad y susceptibilidad del suelo al cambio de volumen (44).

Consideramos por ejemplo, una estructura en reposo sobre un depósito saturado de arena suelta, como se muestra en la Fig. 4.3. Cuando esta estructura es sometido a un movimiento en la dirección horizontal por un sismo, teniendo un registro de aceleración como se

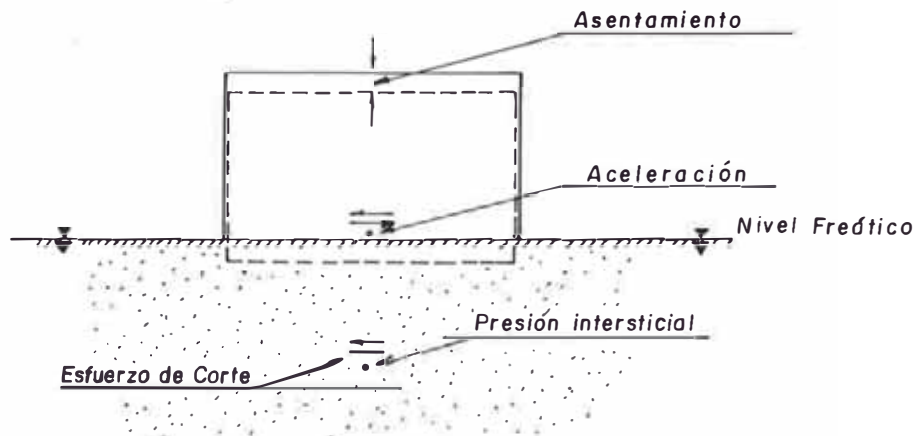


Fig.4.3 Fenómeno asociado con Licuación de depósitos de arena blanda

muestra en la Fig. 4.4 (a), el incremento de la presión intersticial y asentamiento de la estructura dan lugar a los diagramas ilustrados en las Figs. 4.4 (b) y (c). Podemos deducir de estos diagramas, que la licuación ocurre cuando la presión de poros se ha desarrollado completamente en el curso de la aplicación del esfuerzo de corte. Un gran número de ensayos de laboratorio sobre muestras de arenas saturadas, empleando varios registros de tiempo vs. cambios de esfuerzos de corte, indicaron que los efectos de licuación invariablemente toma forma aproximadamente en el instante cuando el máximo esfuerzo de corte ocurre durante una carga irregular, Fig. 4.4 (a) y (b). La presión intersticial después permanece virtualmente constante, tanto como la condición no drenada se mantiene, no obstante que el esfuerzo de corte cíclico sigue aplicándose al espécimen, (46). Debemos recordar que el drenaje en un movimiento sísmico, es el grado de disipación de la presión de poro durante el proceso de carga y las con-

diciones dependen de las proporciones de esfuerzo, coeficiente de permeabilidad del suelo, la geometría y condiciones de borde de un espécimen.

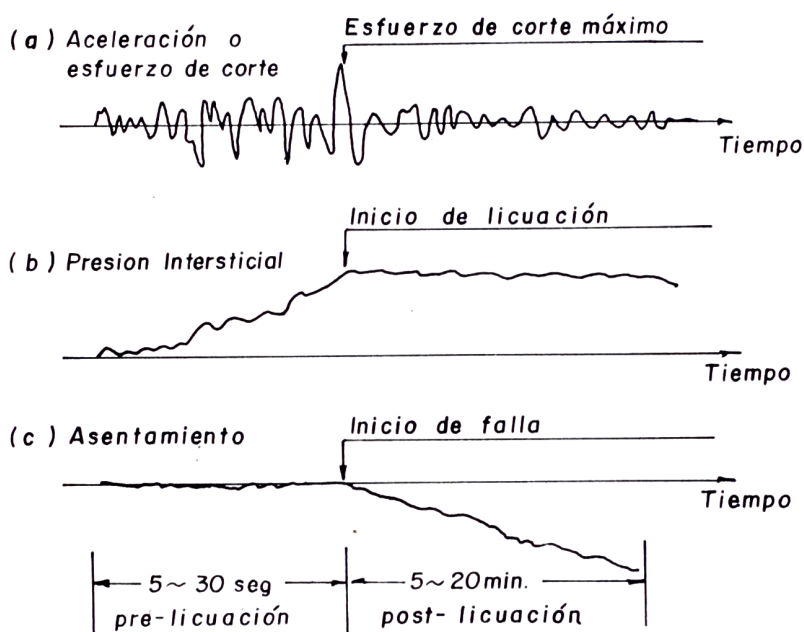


Fig. 4.4 Eventos asociados con efectos de licuación respecto al tiempo.

En base a estas observaciones, podemos asumir que la presencia del efecto de licuación durante un terremoto en depósitos de arena, ocurre en el momento probablemente de la ocurrencia del máximo esfuerzo de corte. Además, la ocurrencia del máximo esfuerzo de corte en un depósito de arena cercano a la superficie, coincide casi con la ocurrencia del pico máximo de la aceleración sobre la superficie del terreno. Asimismo, de acuerdo al análisis de registros de la aceleración ob-

tenidos en los lugares donde se sabe que la licuación ha ocurrido, los efectos de licuación son indicados - en el depósito de arena entre 5 a 30 segundos, (47), después de comenzar el movimiento severo en la totalidad de los terremotos. Como desde el comienzo del sismo hasta el tiempo de licuación es muy corto y no existe virtualmente alguna disipación de la presión intersticial, entonces, predominará la condición no drenada. Este fenómeno puede denominarse "estado de pre-licuación" Fig. 4.5. Por tanto, no se puede afirmar que el mayor interés asociado con este estado es la determinación de las condiciones iniciales en términos de esfuerzo, por la presencia del efecto de licuación. Sobre este aspecto, han sido investigados ampliamente y muchos ensayos han sido efectuados para evaluar las condiciones iniciales del potencial de licuación en términos de relación de esfuerzos cíclicos.

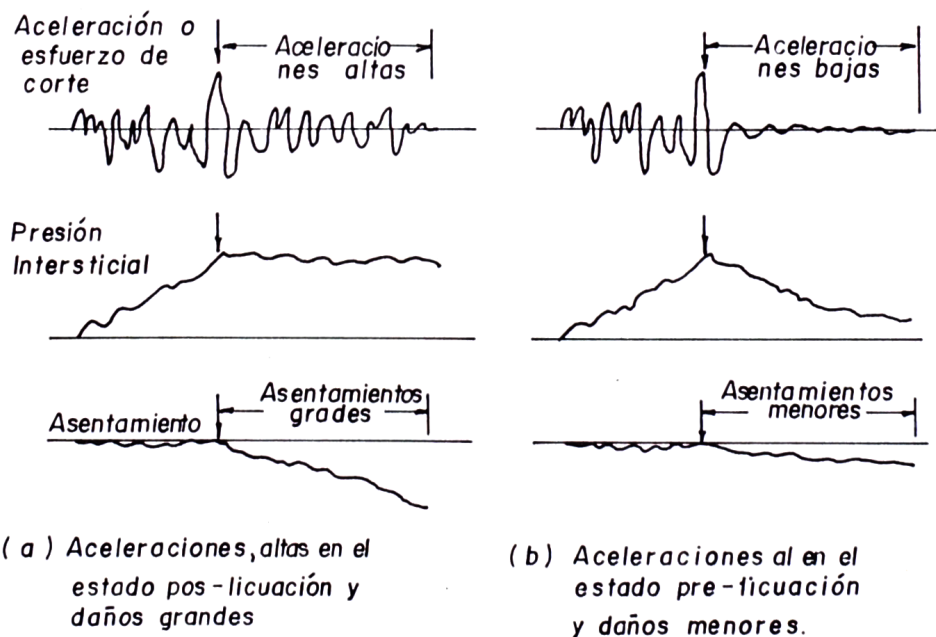


Fig. 4.5 Efectos después de la ocurrencia de licuación.

En cada ocurrencia del efecto de licuación en depósitos de arena se pierde completamente los esfuerzos, pero, continúa la disipación de la presión de poros que ocurre gradualmente, entonces, el depósito de arena recupera estos esfuerzos. Además, se ha observado en los terremotos pasados, que el efecto de licuación inducida, produce colapsos en los suelos y estructuras en diferentes tiempos, decenas de minutos después de haber ocurrido el sismo. A este estado se le denomina "estado post-licuación", Fig. 4.5. Cuando la presión de poro en el depósito licuado permanece por un largo período de tiempo, sin comenzar su disipación, el asentamiento de la estructura suprayacente continuaría y daría lugar a daños considerables, debido al efecto de licuación. Recíprocamente, si la presión de poros inducida durante el máximo movimiento de un terremoto se disipa lo bastante **destable**, no existirá tiempo para que la estructura en la superficie se asiente significativamente, posteriormente, los daños debido a los efectos de licuación serán minimizados.

4.1.3 INFLUENCIA DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD

Es necesario reiterar nuevamente, que el grado de la influencia de ciertos parámetros dependen de la metodología que se está utilizando en el procedimiento de cálculo. Sabemos que el efecto del coeficiente de

permeabilidad está íntimamente ligado a la disipación de la presión intersticial durante un movimiento sísmico, pero, no se toma como variable preponderante en la evaluación del potencial de licuación cuando se emplean fórmulas empíricas. Sin embargo, toma una gran importancia cuando las condiciones de aproximación en las soluciones requieren un análisis más detallado. Por ejemplo, cuando el análisis para evaluar el potencial de licuación se realiza por el método de elementos finitos. Cada elemento que conforma el continuo, se define mediante su parámetro de flujo y otros parámetros que gobiernan su comportamiento.

En la Tabla 4.2 se puede apreciar los datos de entrada y los resultados que han sido obtenidos, utilizando el procedimiento general de discretización de los problemas continuos planteados por expresiones definidas matemáticamente en función de los parámetros que gobiernan el comportamiento de un suelo no cohesivo y que evalúa el potencial de licuación, (2). Los datos de entrada fueron recopiladas hipotéticamente de algunos casos estudiados simplemente para ilustrar los fines del presente capítulo. El perfil y las propiedades del depósito de arena se muestran en la Tabla 4.2. La profundidad del estrato de arena es de 100 pies y el nivel freático se encuentra a una pro -

TABLA 4.2 DATOS DE ENTRADA DE LOS CASOS ANALIZADOS Y SUS RESULTADOS

CASOS ESTUDIADOS

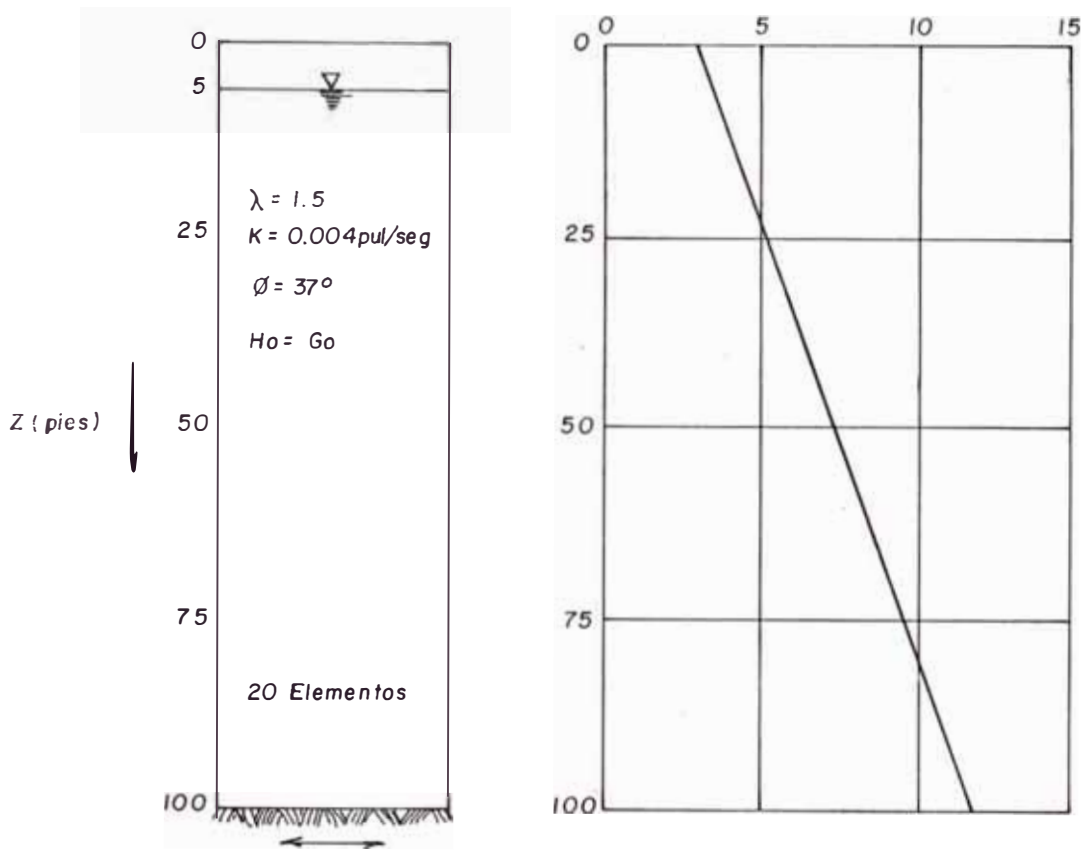
RESULTADOS

CASO	PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREATICO (pies)	PARAMETRO λ	VARIACION DE λ	COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD (pulg/seg)	COMIENZO DEL LAPSO POR EFECTOS DE LICUACION (seg) *	PROFUNDIDAD DEL PRIMER COLAPSO (pies) **	PROFUNDIDAD DEL ULTIMO COLAPSO (pies)
A 1	2.5	1.5	Constante	0.004	6.0	10	5 a 30
A 2	5.0	1.5	Constante	0.004	24.0	20	15 a 30
A 3	10.0	1.5	Constante	0.004	No hay Licuacion		
B 1	5.0	1.0	Constante	0.004	6.5	25	15 a 40
B 2	5.0	1.5	Constante	0.004	24.0	20	15 a 30
(Idem A2)							
B 3	5.0	2.0	Constante	0.004	25.5	20	15 a 30
B 4	5.0	2.5	Constante	0.004	No hay Licuacion		
B 5	10.0	1.0	Constante	0.004	13.5	25	20 a 35
B 5	10.0	1.5	Constante	0.004	No hay Licuacion		
(Idem A3)							
B 7	5.0	1.0+0.02Z		0.004	7.5	20	15 a 30
C 1	5.0	1.5	Constante	0.004	No hay Licuacion		
C 2	5.0	1.5	Constante	0.004	24.0	20	15 a 30
(Idem A2)							
C 3	5.0	1.5	Constante	0.0004	14.0	25	20 a 30

* Intervalo de 0.5 seg.

** Profundidad en la parte superior del elemento al cual ocurre el primer colapso (Cada elemento tiene 5 pies de altura)

fundidad de acuerdo a cada caso estudiado. En este análisis se han utilizado las aceleraciones de la componente 500°E del terremoto de El Centro registrado en 1940. El parámetro de la presión de poro, se deduce del Módulo de Corte, $G_0 \times 10^{-3}$ psi



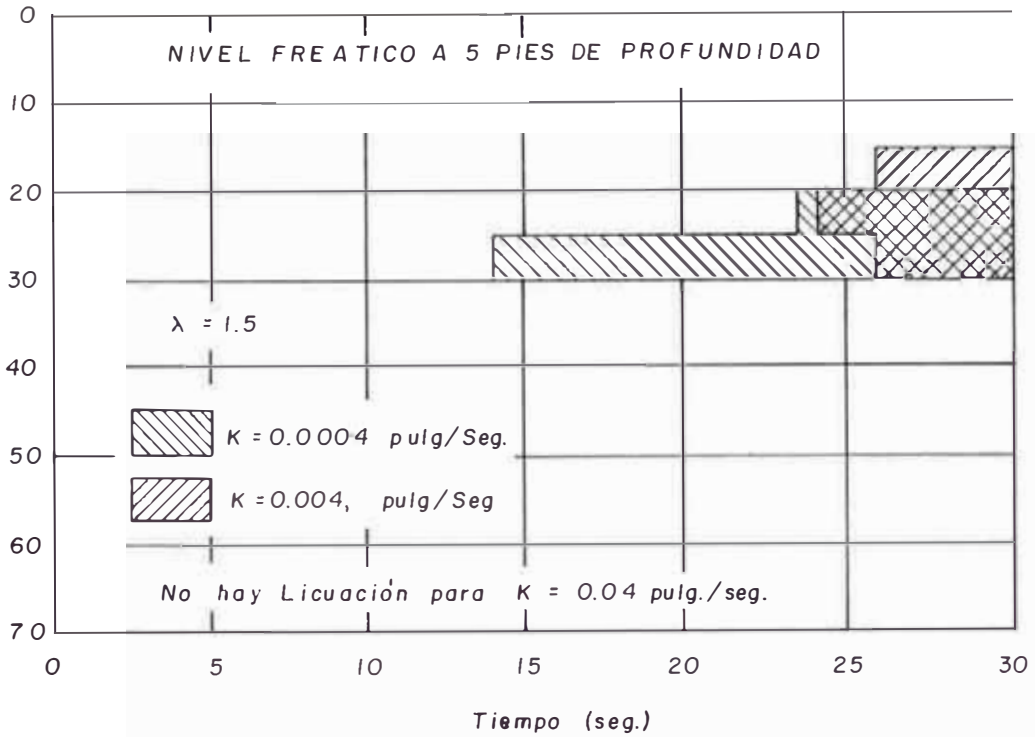
Aceleracion Principal: Componente SOOE Del Terremoto Registrado En Moyo de 1940 ($a_{m\acute{o}x} = 0.314g$)

Fig. 4.6 Perfil Típico del Suelo Utilizado en el análisis.

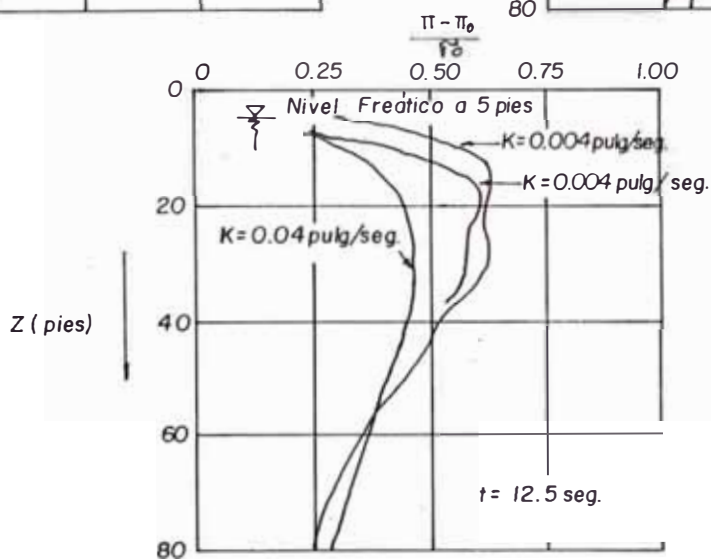
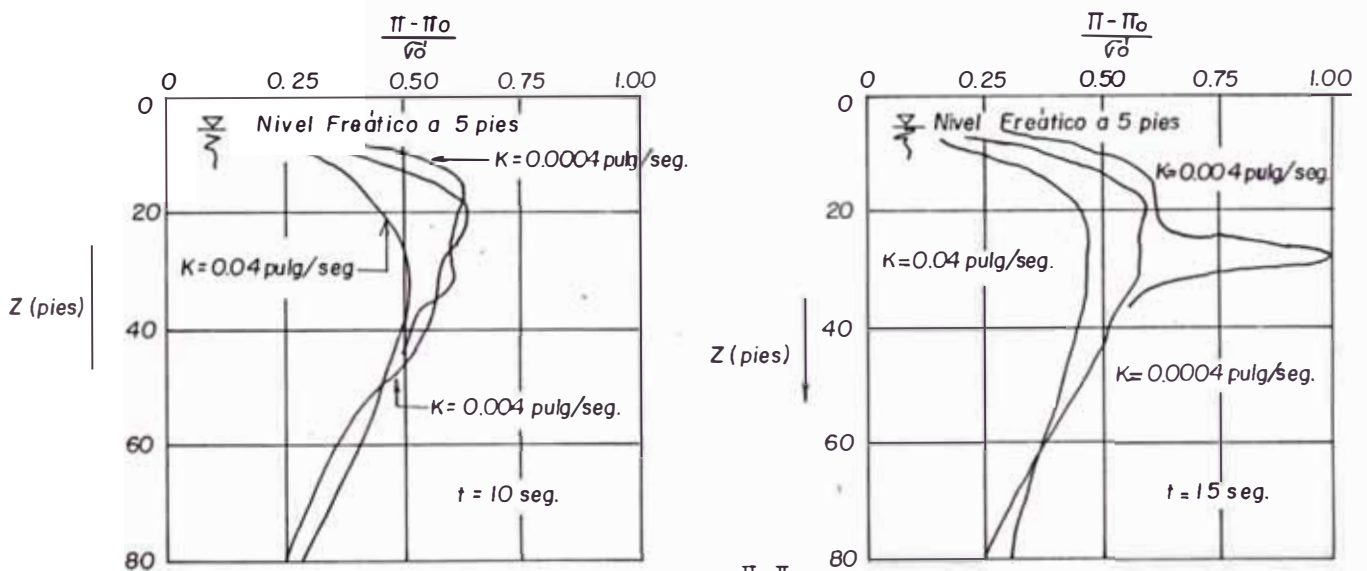
ce experimentalmente de las investigaciones efectuadas al respecto, Fig. 2.1. En la Fig. 4.6 se puede apreciar el perfil del suelo típico utilizado en el análisis, en donde en cada caso solamente un paráme -

tro fué cambiado, mientras que las otras propiedades fueron mantenidas constantes. También en la Tabla 4.2, muestra las características del efecto de licuación en todos los casos estudiados. Los resultados indicados son: el tiempo de ocurrencia y la profundidad del primer colapso y la zona del último colapso por efecto de licuación de suelos.

El perfil indicado se ha analizado con tres coeficientes de permeabilidad; $K = 0.040, 0.004$ y 0.0004 pul/seg. (Casos C1, C2 y C3). Los ábacos que muestran el tiempo del colapso por efecto de licuación de suelos y la variación de la presión de poros excesiva son graficadas en la Fig. 4.7. Entonces, se puede afirmar que el efecto de licuación se produce con mayor rapidez para valores más pequeños del coeficiente de permeabilidad. Recíprocamente, el efecto de licuación no se produce cuando los valores del coeficiente de permeabilidad son mayores, en este caso $K = 0.04$ pul/seg. La razón principal de esta tendencia puede explicarse en términos del grado de disipación de la presión de poros excesiva. Es decir, para valores del coeficiente de permeabilidad mayores la presión de poros excesiva generada por el movimiento, puede disiparse rápidamente a zonas adyacentes, de este modo, reducirá la probabilidad de licuación.



a) EFECTOS DE LICUACION



b) PRESION DE POROS INDUCIDOS

Fig. 4.7 Abacos sobre efectos de licuación y presión de poros inducidos para coeficientes de permeabilidad 0.04, 0.40, 0.004, y 0.0004 pulg/seg.

También se advierte en los ábacos de la Fig. 4.7 (b) que para los valores del coeficiente de permeabilidad inferiores, aunque la probabilidad de licuación es elevada, las zonas del colapso son menos probables a propagarse.

4.2 PRESION INICIAL DE CONFINAMIENTO, K_0

Lógicamente, el comportamiento mecánico de un elemento de suelo depende de su estado inicial (proporción de vacíos, grado de saturación, estructura interna y estado de esfuerzos) así también de la forma como los incrementos de esfuerzos son aplicados (condiciones de drenaje, trayectoria y relación de esfuerzos). De allí que la resistencia de los depósitos de suelo in-situ a los efectos de licuación depende de la profundidad del nivel freático y el coeficiente in-situ de la presión de tierra en reposo, K_0 . Estos valores son necesarios cuando los esfuerzos de confinamiento efectivo son calculados en cada profundidad de los depósitos en cuestión.

Generalmente, existen dificultades para medir el valor K_0 en el campo, pero, puede estimarse de acuerdo a las características estratigráficas y geológicas de los depósitos de arena. Por ejemplo, se puede asumir un valor de 0.5 para depósitos normalmente consolidados.

dos sin compactación (45). En el caso de depósitos de suelos estabilizados mediante pilotes de compactación o por vitroflotación, un valor superior a 0.5 podrá asumirse. La experiencia de campo y las pruebas de laboratorio, indican que el efecto de licuación se puede desarrollar solo en arenas sueltas o muy sueltas cuando existe una fuerza motriz que produce grandes taludes o la cimentación de estructuras pesadas. También en estas circunstancias, pequeñas perturbaciones estáticas o dinámicas pueden ser suficientes para originar repentinamente el colapso en el interior del depósito de arena. Es por esto que para la densidad inicial dada, la susceptibilidad al efecto de licuación se incrementa con la presión de confinamiento.

Por consiguiente, las condiciones de esfuerzos iniciales, representados por el valor K_0 , posee gran influencia en la resistencia al efecto de licuación en depósitos de arena saturadas. Fin, Pickering y Bransdy (48) demostraron que el efecto del valor K_0 , al momento de producirse licuación inicial debido a la proporción de esfuerzos cíclicos sobre una consolidación anisotrópica puede evaluarse propiamente si el esfuerzo normal principal se utilice como un índice que especifique el confinamiento total de la arena. Asimismo, datos que contribuyen a verificar esta afir

mación fueron proporcionados por Seed y Peacock (49) utilizando un dispositivo de corte simple, para especímenes de arena sobreconsolidadas teniendo diferentes valores de K_0 . Ishibashi y Sherif (50) también confirmaron estas observaciones, mediante un dispositivo torsional de corte. El mecanismo mediante el cual los valores K_0 inicial influye en el potencial de licuación de suelos fueron estudiados por Ishihara et al (51,52) utilizando también un dispositivo torsional de corte, quienes demostraron que cuando la arena saturada consolidada bajo las condiciones K_0 es sometida a esfuerzos de corte cíclico horizontal con la deformación lateral perfectamente confinada, los esfuerzos laterales variaran para producir un estado de esfuerzos isotrópico cercano a sufrir el colapso por efectos de licuación. Sobre la base de esta observación, fueron demostrados la relación entre la proporción de esfuerzos cíclicos causante de la licuación en una muestra consolidada isotrópica, $(\tau_1 / \sigma'_v)_i$, y la proporción de esfuerzo cíclico que produce licuación bajo una consolidación anisotrópica :

$$\left(\frac{\tau_1}{\sigma'_v}\right)_A = \frac{1 + 2K}{3} \left(\frac{\tau_1}{\sigma'_v}\right)_i \quad (4.3)$$

donde σ'_v es el esfuerzo efectivo vertical y τ_1 la amplitud del esfuerzo de corte cíclico.

4.3 MAGNITUD SISMICA

Hasta el sismo de 1964 en las ciudades de Alaska y Niigata no hubieron ingenieros geotécnicos que tomaron serio interés al fenómeno sismo - licuación inducida, movilidad cíclica o las condiciones locales de suelo, que son los responsables de la ocurrencia de fallas por efectos de licuación de suelos (5). Por consiguiente, de acuerdo a las investigaciones a partir de entonces se puede concluir, que la magnitud del movimiento sísmico debe considerarse como un factor importante en la evaluación del potencial de licuación de suelos. Es decir, en el complicado registro de esfuerzos de corte en función del tiempo causado por la propagación de ondas de corte durante un sismo, en un depósito de arena, cuyas condiciones locales son establecidas, la vulnerabilidad a la licuación durante el movimiento sísmico, depende de la magnitud de los esfuerzos o deformaciones inducidas por el propio terremoto, las cuales están relacionadas con la magnitud de las sacudidas. En la Fig. 4.8 (5), se puede apreciar las curvas que limitan la probabilidad de licuación de acuerdo a una magnitud dada.

4.4 DURACION DEL MOVIMIENTO SISMICO

La intensidad de los daños causados por el efec-

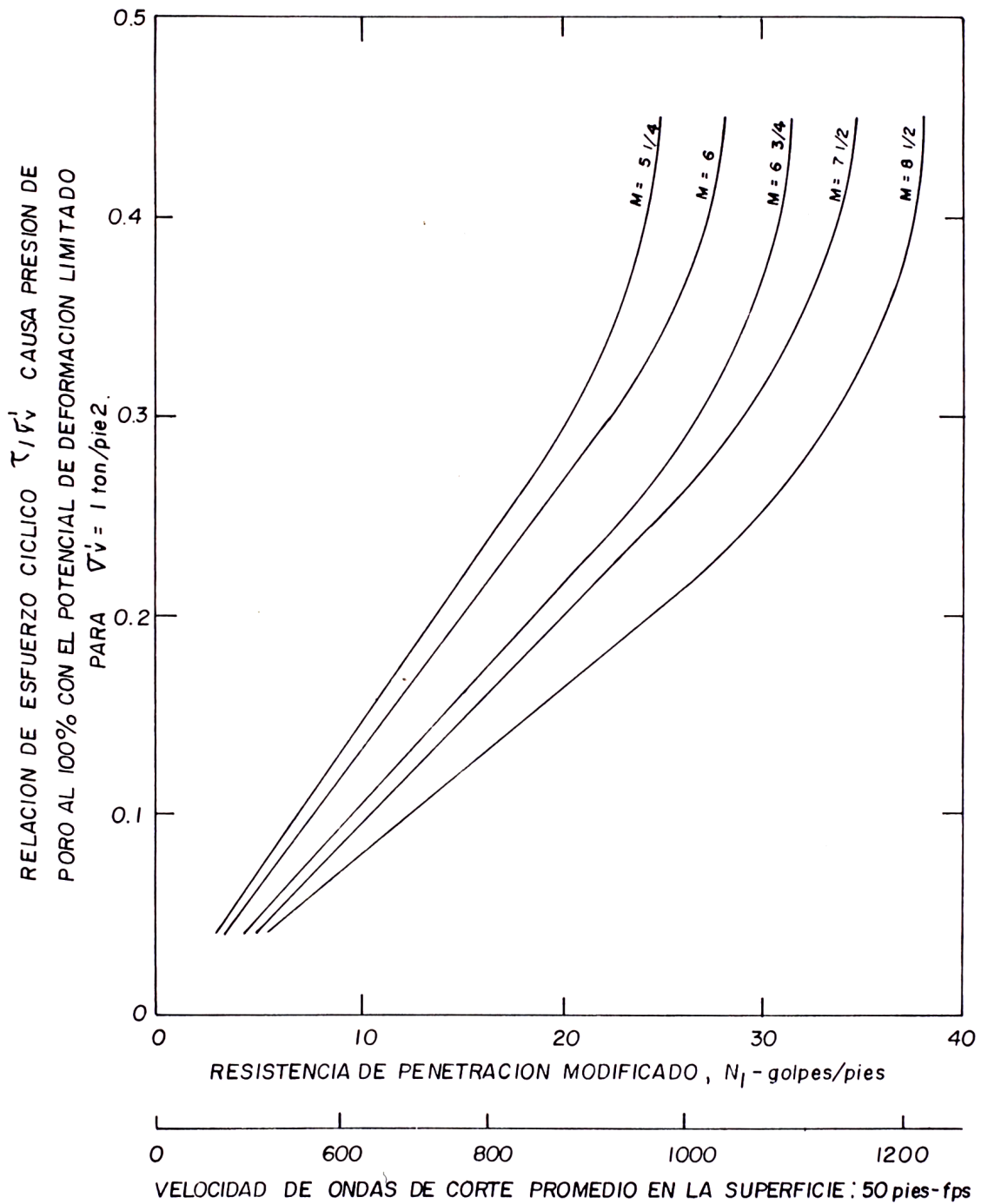


Fig. 4.8 ABACOS PARA LA EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUACION RESPECTO A DIFERENTES MAGNITUDES DEL SISMO.

to de licuación en depósitos de arena, también depende de la duración del movimiento sísmico, puesto que, la presión intersticial, inducida puede permanecer retenida en el depósito antes de disiparse. El tiempo transcurrido en la retención de la presión intersticial será dirigido principalmente por la condición no drenada, así como la magnitud del movimiento después del paso del máximo esfuerzo de corte. Cuando el movimiento todavía permanece severo, aún después del esfuerzo de corte máximo, la presión intersticial inducida puede generarse para algún grado mientras están siendo disipados al mismo tiempo. Posteriormente, una suma total de la presión intersticial existirá por un período de tiempo largo en un depósito causando de este modo grandes asentamientos en las estructuras suprayacentes, tal como se ilustra en la Fig. 4.5 (a). Si el movimiento es de un período menor de tiempo después del esfuerzo de corte máximo, las presiones intersticiales son disipadas sin ser generadas aún, recuperando esfuerzos efectivos para un período corto de tiempo en el depósito de arena. Los asentamientos resultantes o daños de la estructura suprayacente serán menores, Fig. 4.5 (b). El grado o escala de peligro en el estado "post-licuación", ver secc. 4.1.2, involucrando la evaluación de asentamientos de estructuras, inestabili

dad de taludes, etc. no han sido completamente investigados, porque difícilmente se evalúan los parámetros.

CAPITULO V.

ESTUDIO DE LA INFLUENCIA SISMICA MULTIDIRECCIONAL

Usualmente, en el análisis de la respuesta sísmica y licuación de suelos sobre estratos superficiales se considera una sola componente horizontal del registro de la aceleración del movimiento sísmico; generalmente, aquél que registró la máxima aceleración. Sin embargo, algunas investigaciones (54,55) han utilizado la acción simultánea de los tres componentes del movimiento sísmico. Además, el potencial de licuación de suelos bajo la acción simultánea de las dos componentes horizontales, es frecuentemente mayor que el potencial de licuación bajo la componente horizontal más fuerte; estos efectos han sido demostrados en las referencias indicadas. Por lo tanto, se puede afirmar que la interacción simultánea entre los dos componentes horizontales del sismo y la influencia de la componente vertical puede afectar significativamente al estado de la respuesta superficial.

Un análisis de esta naturaleza abarca evidentemente todos los casos prácticos o algunos modelos adecua

dos y económicos para resolver dichos efectos. Sin embargo, el análisis del estado actual de los conocimientos sobre licuación de suelos aplicados fundamentalmente al caso específico de terrenos horizontales no cohesivos con o sin estructuras sobre ellos con - lleva progresivamente emplear teorías avanzadas. Por consiguiente, en el presente capítulo se describe criterios de selección de la aceleración sísmica para - nuestros fines, una revisión de datos sísmicos ocurridos en el Perú que han causado problemas de licuación y el análisis tridimensional de la influencia de un - movimiento sísmico en el potencial de licuación.

5.1 CRITERIOS DE SELECCION DE LA ACELERACION SISMICA

A fin de entender adecuadamente los efectos locales que produce un movimiento sísmico de acuerdo a las condiciones en que se encuentra un estrato de suelo se combinan criterios técnicos que se obtienen de la interpretación de los acelerogramas y de la teoría. Las sacudidas sísmicas de ondas eléctricas que se levantan a través de un terremoto o por una explosión - súbterránea se propagan a través del interior de la tierra o a lo largo de la superficie terrestre en diferentes direcciones. Estas ondas son registradas en las estaciones sismográficas en todo el mundo recep - cionando datos de la energía liberada en términos de

la aceleración de movimiento, la cual se obtiene con los acelerógrafos; al registro obtenido se le denomina acelerograma. Estos registros básicamente representan adecuadamente el movimiento aleatorio y muy disperso del terreno en dos direcciones perpendiculares. En el caso de fijar la probabilidad de licuación en depósitos de arena, dentro de una zona en estudio respecto a terremotos severos registrados, es necesario establecer una aceleración máxima horizontal apropiada, mediante el cual, es posible encontrarse en el futuro. A continuación se describe algunos criterios de selección:

5.1.1 ANALISIS MEDIANTE CORRELACIONES EMPIRICAS

- Se realizará una revisión de los registros históricos de movimientos sísmicos de la zona donde se está analizando. Básicamente se recopilará el número de veces en las que han estado sometido a sacudidas en un cierto período de años establecidos previamente.
- En los registros recopilados se determinará el número de ocasiones en que haya habido licuación de suelos en o cerca de la zona, asimismo, se estimará el valor de la magnitud del sismo.

- La magnitud del movimiento sísmico deberá considerarse aquél máximo valor probable que ha originado licuación de suelos. Además, en ciertos casos el tipo de onda sísmica identificado por alguna regla constituida previamente. El tipo de onda de cargas irregulares es necesario cuando se considera el factor de reducción en el esfuerzo cíclico obtenido en el laboratorio.

- La magnitud de la máxima aceleración también puede determinarse de los mapas de distribución de las intensidades sísmicas.

El valor de la aceleración máxima o magnitud sísmica obtenidas no necesariamente requiere ser un valor máximo probable de acuerdo a las circunstancias en el diseño práctico, pero razonablemente puede ser una buena estimación considerando la exactitud en las consecuencias pronosticadas.

5.1.2 ANALISIS MEDIANTE LAS CONDICIONES DE ESFUERZO O DEFORMACION.

Se realizará una revisión de los registros históricos de los acelerogramas obtenidos - años recientes.

- El acelerograma que deberá elegirse será aquella cuyas aceleraciones registradas sean aleatorias y muy dispersas en un lapso relativamente largo de tiempo y la aceleración máxima cercano a las obtenidas en los registros históricos en donde los efectos de la cuación fueron inminentes.
- El uso del acelerograma seleccionado se realizará mediante la digitalización de las aceleraciones en cada secuencia de tiempo. Necesariamente deberá tener correcciones debido a los métodos de registro y procesamiento porque afectan sensiblemente a los extremos de frecuencias altas y bajas.

El empleo de los acelerogramas lleva consigo algunas técnicas, métodos y equipos de los que no se dispone fácilmente en nuestro país, pero, actualmente vienen desarrollándose principalmente en EE.UU. y el Japón.

5.2 DATOS SISMICOS EN EL PERU

Actualmente, se cuentan en el Perú con el catálogo de Intensidades Macrosísmicas que contiene información sobre sismos acaecidos desde 1471 a 1982, un total de 1,410 sismos, el Catálogo de Hipocentos que

contiene información de 8,000 sismos desde 1471 a 1982. Estos catálogos forman parte de los Catálogos sísmicos del proyecto SISAN (Sismicidad Andina) para las repúblicas de Bolivia, Colombia, Ecuador y Perú. Los Catálogos de Intensidades sistematizan y documentan las intensidades macrosísmicas como parámetro indicador de los niveles de severidad de sacudimiento del suelo causado por los sismos, desde la época Vireynal española hasta los inicios de la década del ochenta. Los Catálogos de Hipocentros compilan, clasifican y homogenizan la información sobre las coordenadas hipocentrales, magnitudes, intensidades máximas, y los efectos sobre la naturaleza y construcciones (58). Además, se cuenta con acelerogramas de terremotos peruanos digitizados por el U.S.G.S. (United States Geological Survey).

Con estas informaciones podemos obtener el peligro sísmico que está sujeto una zona que está estudiándose y de este modo definir en algunos casos su potencialidad a los efectos de licuación de suelos. Mediante una revisión detallada de la información disponible y la recopilación sobre sismos peruanos que han originado evidencias de licuación se han confeccionado un Mapa de Areas de Licuación de Suelos (1), ver Fig. 5.1. Además, en la Tabla 5.1 se pueden apreciar las magni -

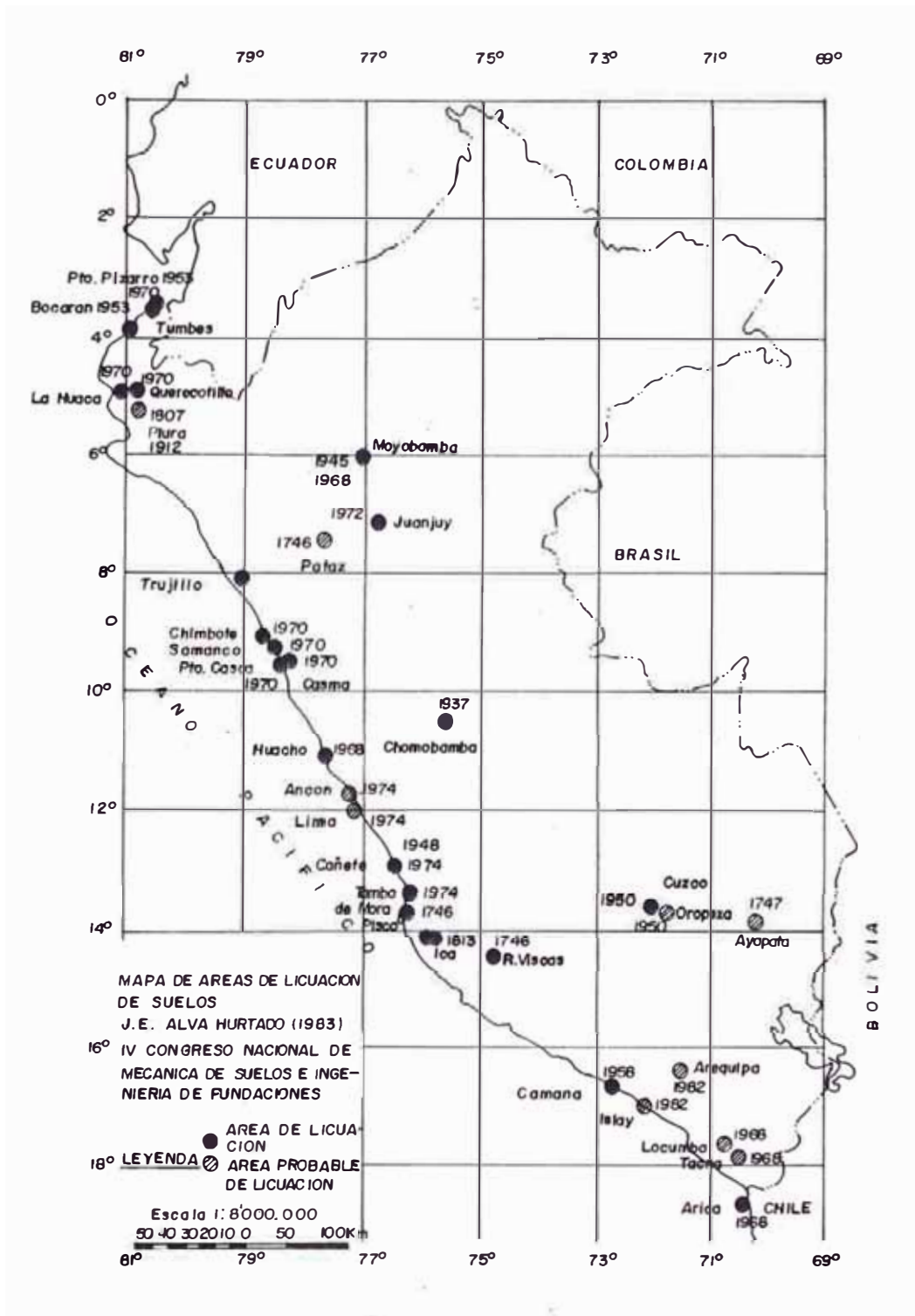


FIG.5.1 MAPA DE AREAS DE LICUACION DE SUELOS

tudes sísmicas de terremotos más severos registrados en la ciudad de Lima.

5.2.1 CORRELACION PARA DIFERENTES MAGNITUDES SISMICAS

Es necesario establecer en algunos casos una fórmula de correlación entre las intensidades de Mercalli Modificada y las aceleraciones máximas registradas en las estaciones de registros porque en algunos casos al evaluar el potencial de licuación en depósitos de arena se requiere obtener el número de ciclos de esfuerzo equivalente que son inducidos en el laboratorio respecto a la magnitud sísmica determinada. Trabajos recientes en nuestro país acerca de la actividad sísmica (53,54) han establecido los máximos valores de la aceleración del suelo en términos de la magnitud y la distancia hipocentral. Además, en base a los datos sísmicos históricos e instrumentales más severos registrados han determinado la atenuación de las aceleraciones siguientes :

$$a_{\text{máx}} = 68.7 \frac{e^{0.8M}}{(R + 25)} \quad (5.1)$$

$$a_{\text{máx}} = 0.79 \frac{e^{0.67M}}{(R + 60)^{0.04}} \quad (5.2)$$

en donde: $a_{\text{máx}}$, aceleración máxima (cm/seg), M es la magnitud Richter, R, la distancia hipo-central (Km).

La Fig. 5.2, muestra la correlación de aceleraciones horizontales máximas con intensidades de Mercalli Modificada (IMM).

La ecuación 5.1 fueron obtenidos por Casaverde et al (53) ajustadas por multiregresión con base a los datos instrumentales existentes. Asimismo, la Ecuación 5.2 se ha realizado mediante el estudio de funciones de regresión de datos peruanos según Saragoni et al (54), ha dividido en 2 grupos. Esta división obedece al hecho de que todos los registros de aceleraciones obtenidas en Lima para terremotos con epicentro al norte de Lima dan aceleraciones bastante más altas que el resto para la misma distancia hipocen -

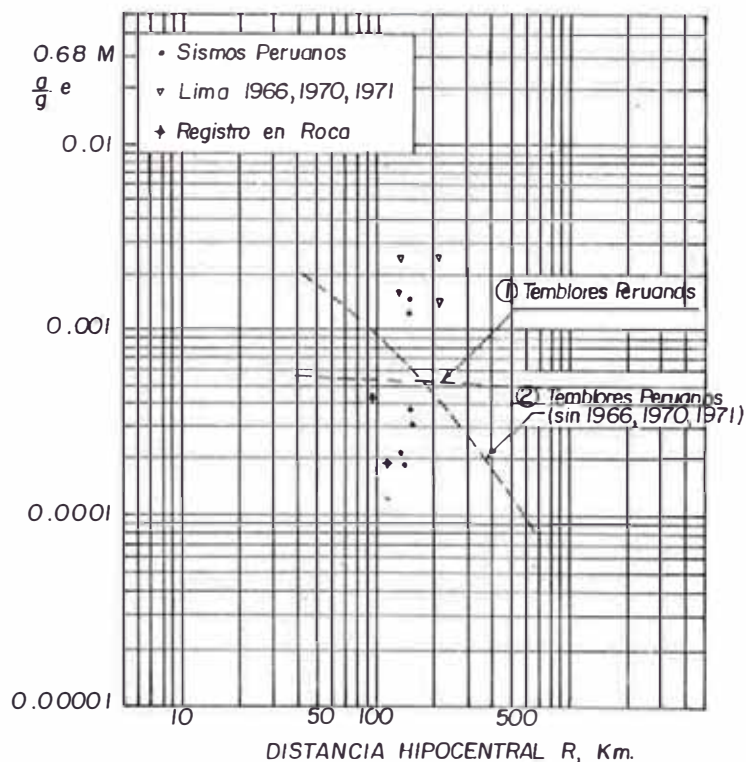


Fig. 5.2 Sensibilidad de las funciones de regresión al universo de datos Peruanos

tral. Estos criterios son aplicados para obtener la fórmula de atenuación de la totalidad de terremotos peruanos, Tabla 5.1.

TABLA 5.1

SISMOS PERUANOS

Fecha	Estación Registradora	Mag. Richter	Distancia (Epicentral)	Prof. (Km)	Dist. Hipocent. Km	Acel. Hor. máx. g.
01/11/47	Instituto Geofísico	7.3	255	50	260	0.0063 0.0061
31/01/51	Instituto Geofísico	6.0	105	50	116	0.062 0.081
03/08/52	Instituto Geofísico	5.3	115	50	125	0.027 0.027
24/01/57	Instituto Geofísico	6.25	110	50	120	0.010 0.009
18/02/57	Instituto Geofísico	6.5	115	100	152	0.040 0.034
17/10/66	Instituto Geofísico	7.5	205 (250)	24	206 (251)	0.371 0.274
31/05/70	Instituto Geofísico	7.75	370 (315)	56	374 (320)	0.12 0.13
29/11/71	Instituto Geofísico	5.3	127	54	138	0.06 0.09
05/01/74	Instituto Geofísico	6.6	74	98	123	0.09 0.11
05/01/74	Zárate	6.6	73	98	122	0.157 0.172
03/10/74	Instituto Geofísico	7.5	86	13	87	0.25 0.21
03/10/74	Casa del Dr. Huaco	7.5	91	13	92	0.20 0.25
09/11/74	Instituto Geofísico	7.2	95	6	95	0.05 0.07
09/11/74	La Molina	7.2	103	6	103	0.12 0.10

5.3 INFLUENCIA DE LA COMPONENTE VERTICAL DE LA ACELERACION PRINCIPAL

La respuesta sísmica en los estratos superficiales son resultados de la propagación vertical de las ondas de corte y una onda de compresión. La interacción simultánea entre las dos componentes horizontales y la influencia de la componente vertical del movimiento sísmico puede tener una influencia significativa a las características de la respuesta sísmica y efectos de licuación de suelos. Para la explicación de estos criterios, se utilizará nuevamente los datos y resultados de los casos analizados en la referencia (2), Tabla 4.2. En la Fig. 4.6 se muestra el perfil de suelo típico utilizado en el análisis.

Al perfil de suelo típico se le ha sometido, en primer lugar, a la acción de una sola componente horizontal (SOOE) y posteriormente a la acción simultánea de la componente vertical y una componente horizontal (SOOE) del terremoto El Centro registrado en 1940. La presión de poro inducida resultantes a profundidades de 17.5 y 22.5 pies se pueden apreciar en la Fig. 5.3. Entonces, se observa que la acción de una componente horizontal origina los efectos de licuación a 25 pies de profundidad y a los 5 segundos después de comenzar el movimiento. Cuando actúa simultáneamente con la

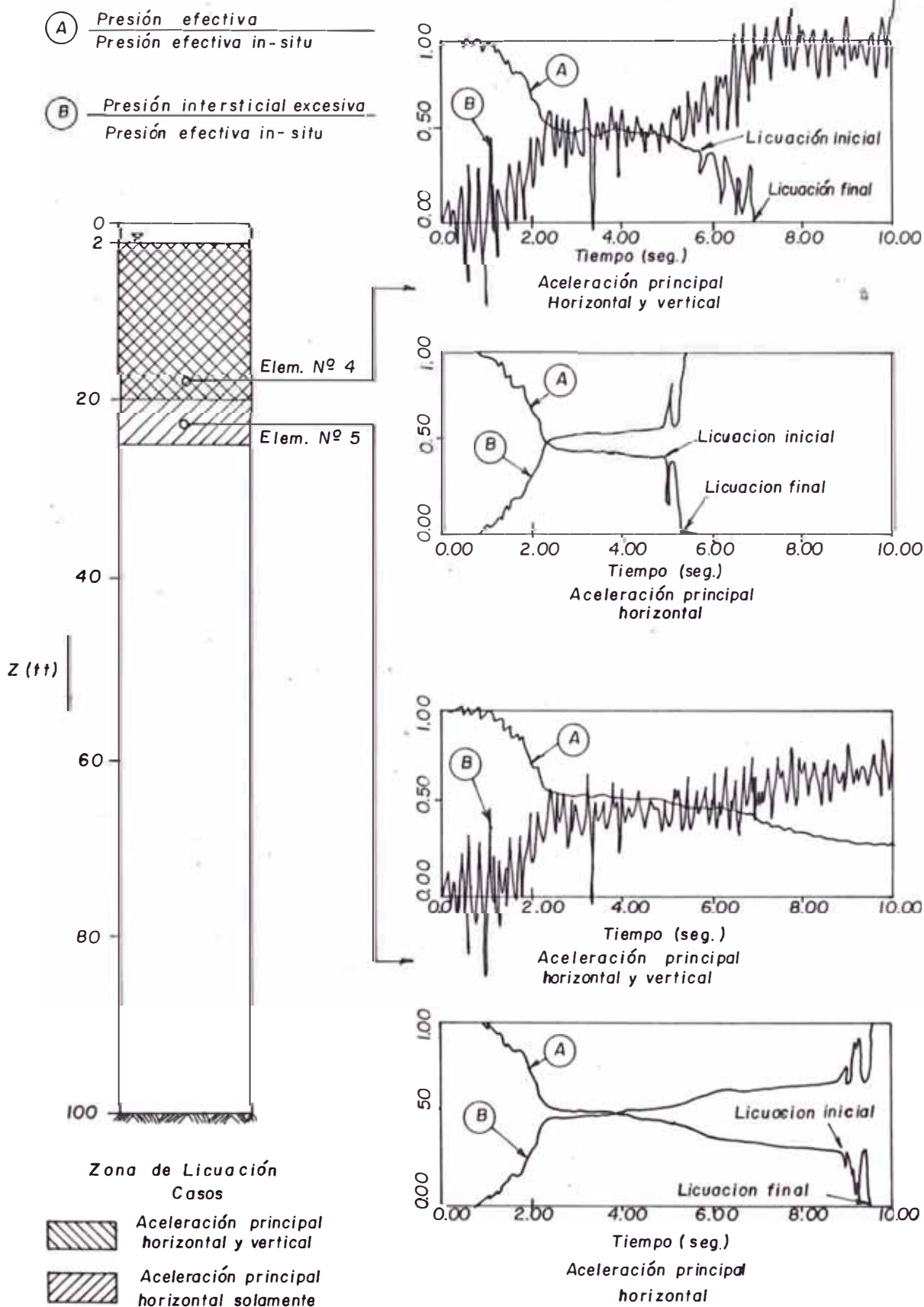


Fig. 5.3 Influencia de la componente vertical de la aceleración principal que causa licuación.

componente vertical, la zona de licuación se presenta a 20 pies de profundidad y comienza sus efectos a los 7.0 segundos. El mayor efecto de la componente vertical es causar oscilaciones a la presión intersticial, además, los esfuerzos efectivos permanecen inalterados pese a las oscilaciones mencionadas.

En el análisis de la Fig. 5.3, la profundidad del nivel freático se encuentra a 2 pies. Al repetir la acción de los movimientos sísmicos a una profundidad - del nivel freático a 5 pies, los resultados de la presión de poro tendría la forma indicada en la Fig. 5.4. Los efectos de licuación no ocurre. La misma tendencia puede apreciarse en el análisis anterior en el momento cuando los efectos de licuación todavía no sucede. En la Fig. 5.4, a los 10 segundos de haberse registrado - la presión de poro es ligeramente mayor cuando actúa - una sola componente horizontal.

Por lo tanto, estos análisis parecen indicar que la influencia de la componente vertical de un sismo sobre la presión intersticial es menor, aparte de causar algunas oscilaciones. En el desarrollo de los efectos de licuación la componente vertical de la aceleración del movimiento sísmico no afecta considerablemente.

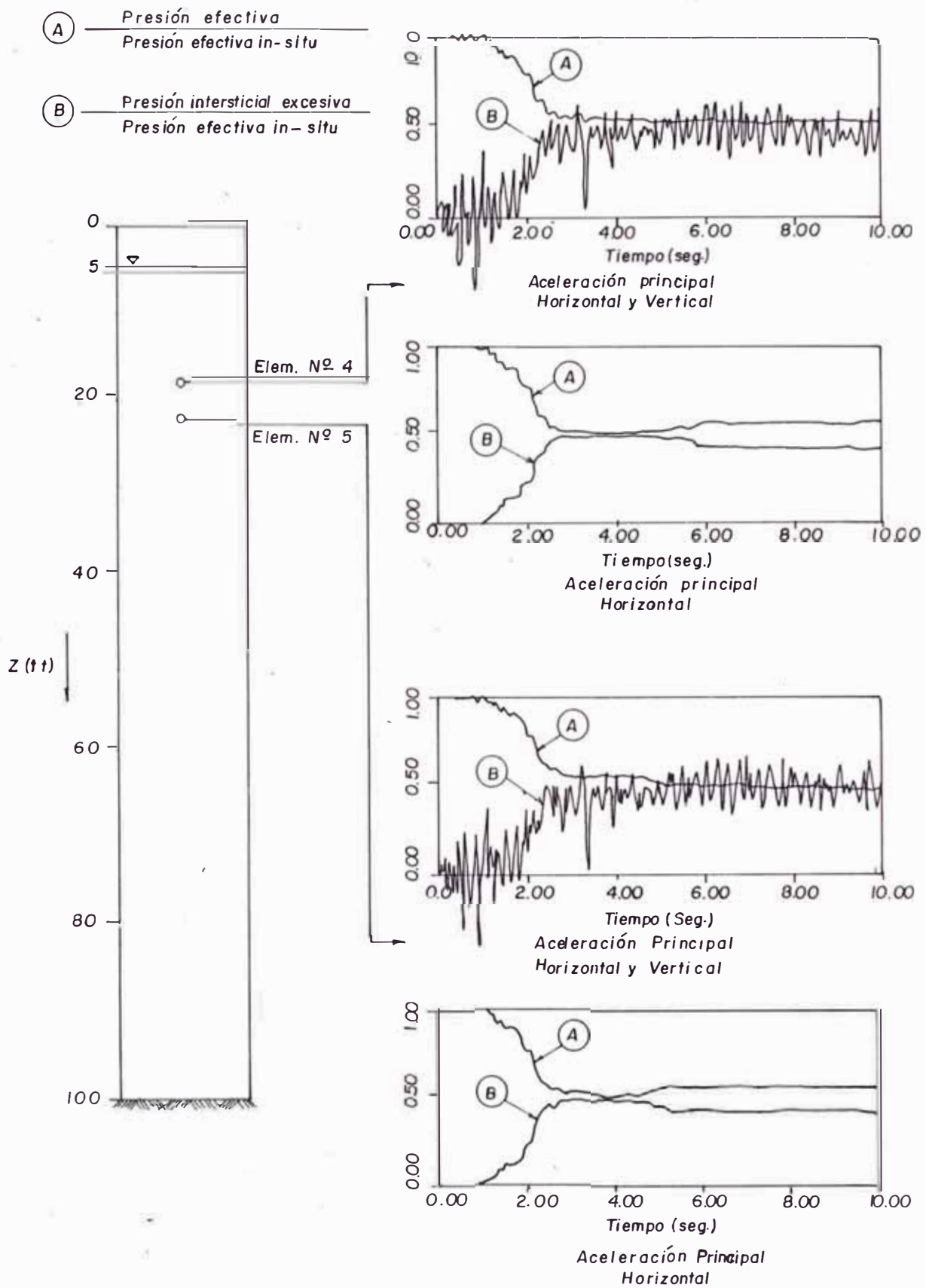


Fig. 5.4 Influencia de la componente vertical de la aceleración principal que causa licuación.

5.4 INTERACCION DE LAS DOS COMPONENTES HORIZONTALES DE LA ACELERACION PRINCIPAL

De la misma forma como se ha desarrollado en el análisis anterior, se realizó la comparación de las respuestas sísmicas de los estratos superficiales bajo la acción simultánea de las dos componentes horizontales del movimiento sísmico (S00E y S90W) de El Centro, 1940, sobre el perfil típico indicado en la Fig. 4.6. Para este perfil típico, de 5 pies de profundidad del nivel freático, se sometieron la acción de las siguientes componentes de la aceleración principal.

Caso A : Componente S00E con una aceleración máxima, 0.314 g.

Caso B : Componente S90W con una aceleración máxima, 0.214 g.

Caso C : Ambas componentes, casos A y B, aplicados simultáneamente.

La Fig. 5.5 muestra los diagramas de esfuerzo-deformación obtenidos para cada caso. La Fig. 5.6 muestra la comparación de la presión de poro para todos los casos a diferentes profundidades. En estas figuras se pueden apreciar el grado de interacción entre las dos componentes horizontales del movimiento sísmico: es evidente las diferencias si comparamos los diagramas de esfuerzo-deformación del análisis unidireccional, ca -

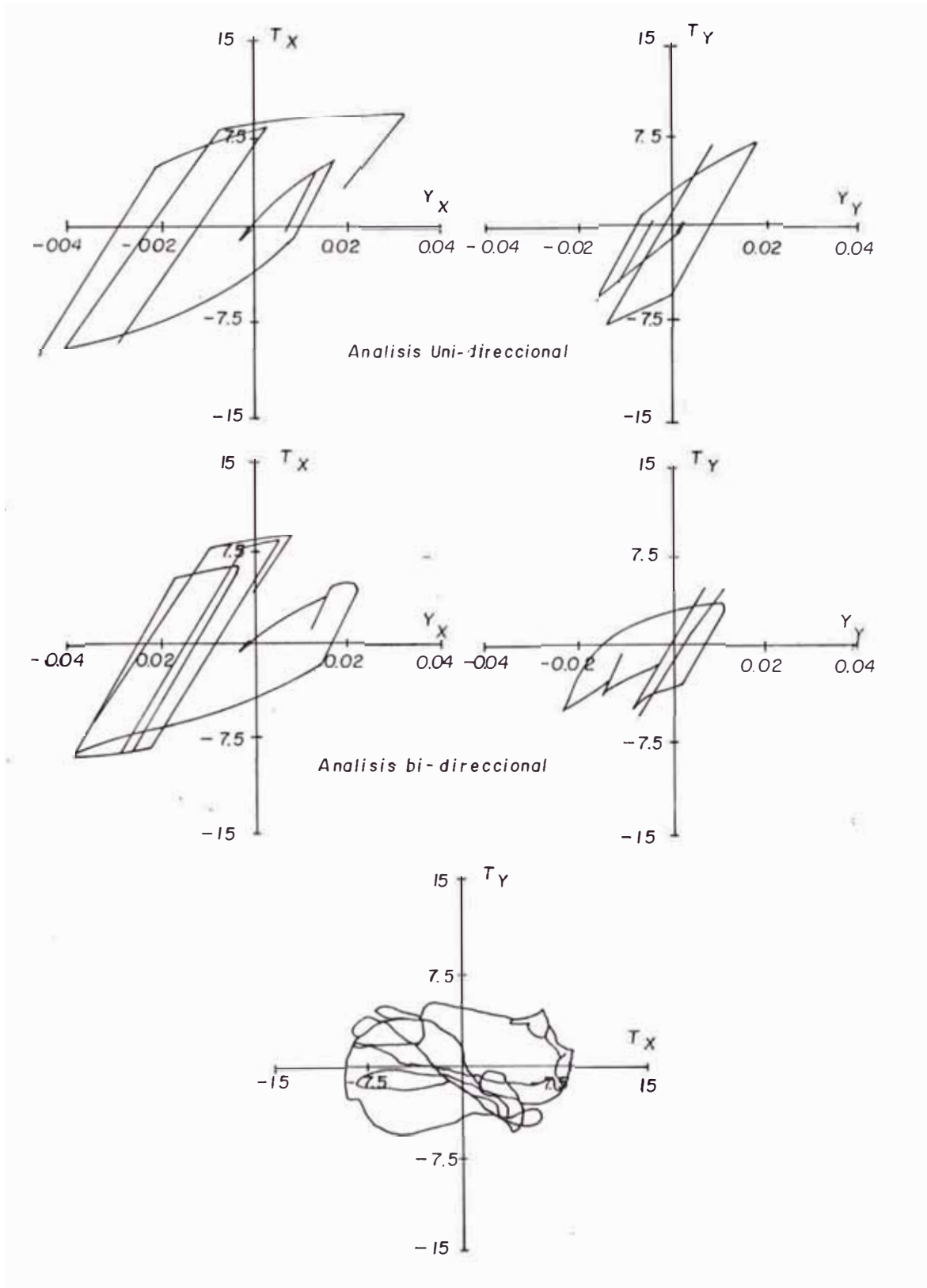


Fig. 5.5 Comparación de diagramas esfuerzo-deformaciones del analisis uni y bi-direccional a una profundidad de 47.5 pies.

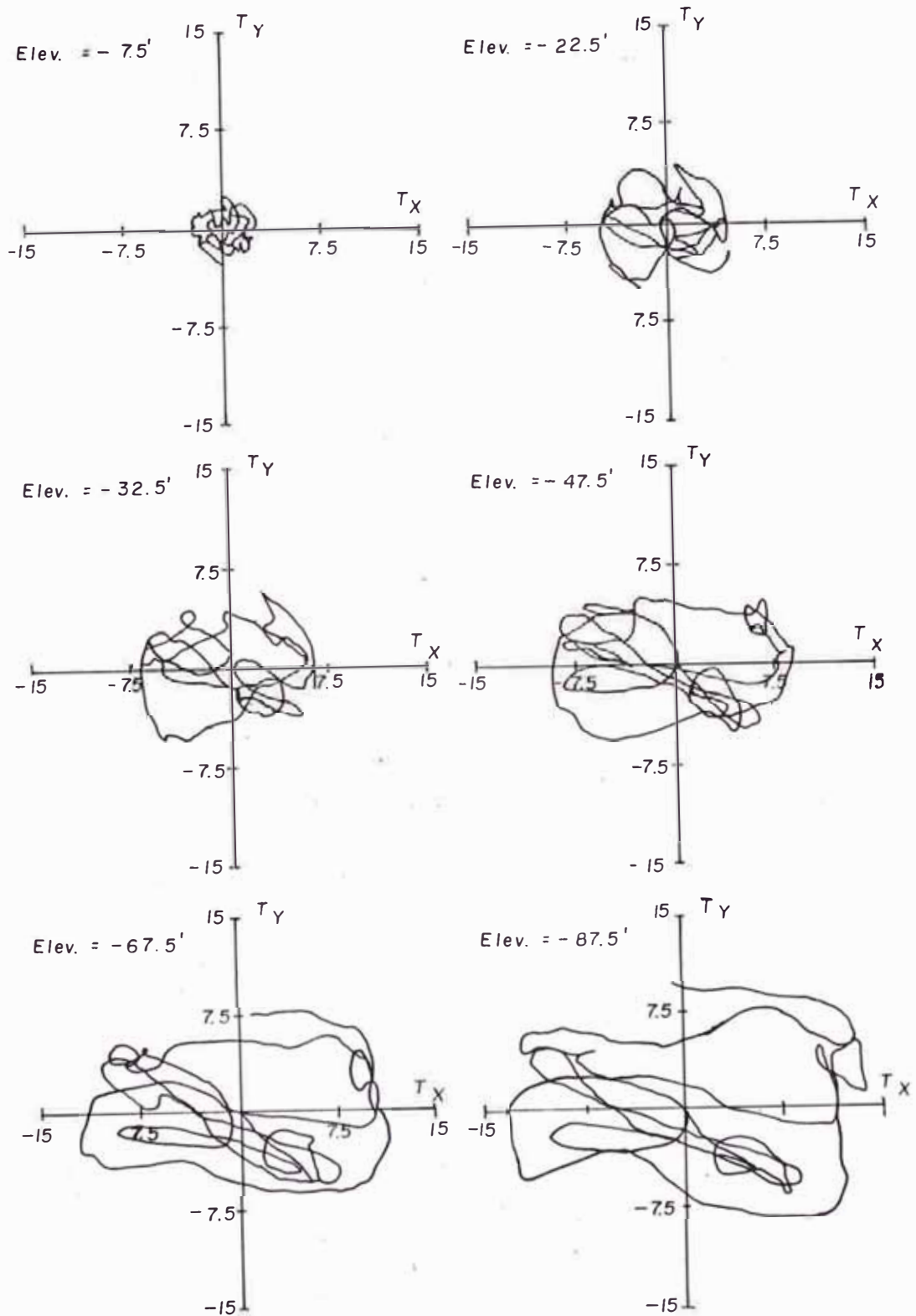


Fig. 5.6 Trazos del esfuerzo de corte resultantes del análisis bi direccional.

sos A y B, con aquellos del análisis bi-direccional, caso C. Los trazos obtenidos de la resultante de los esfuerzos de corte para el caso C sobre diferentes profundidades también muestran sus diferencias, Fig. 5.6. Es interesante notar que a mayores profundidades los trazos son más definidos y podría decirse que la resultante de los esfuerzos está presente. Asimismo, cerca de la superficie la dirección principal de la resultante obviamente no puede definirse y los componentes de los esfuerzos de corte en las dos direcciones son de la misma magnitud. Estos efectos son los resultados directos de la interacción entre las dos direcciones - del movimiento sísmico.

En la Fig. 5.7 se muestran los registros de la presión de poro en función del tiempo de los casos A, B y C. Se puede apreciar que cuando actúa una componente horizontal, los efectos de licuación no se presentan, pero, ocurre cuando actúan simultáneamente los dos componentes. En la Fig. 5.8, se muestra la ocurrencia del colapso por efectos de licuación de suelos para los casos del análisis uni y bidireccional. Algunas veces se discrepa acerca de los efectos principales de un movimiento bidireccional, pero, puede producirse si las amplitudes de la aceleración son incrementadas tanto que, la aceleración máxima sea igual al valor de la resul -

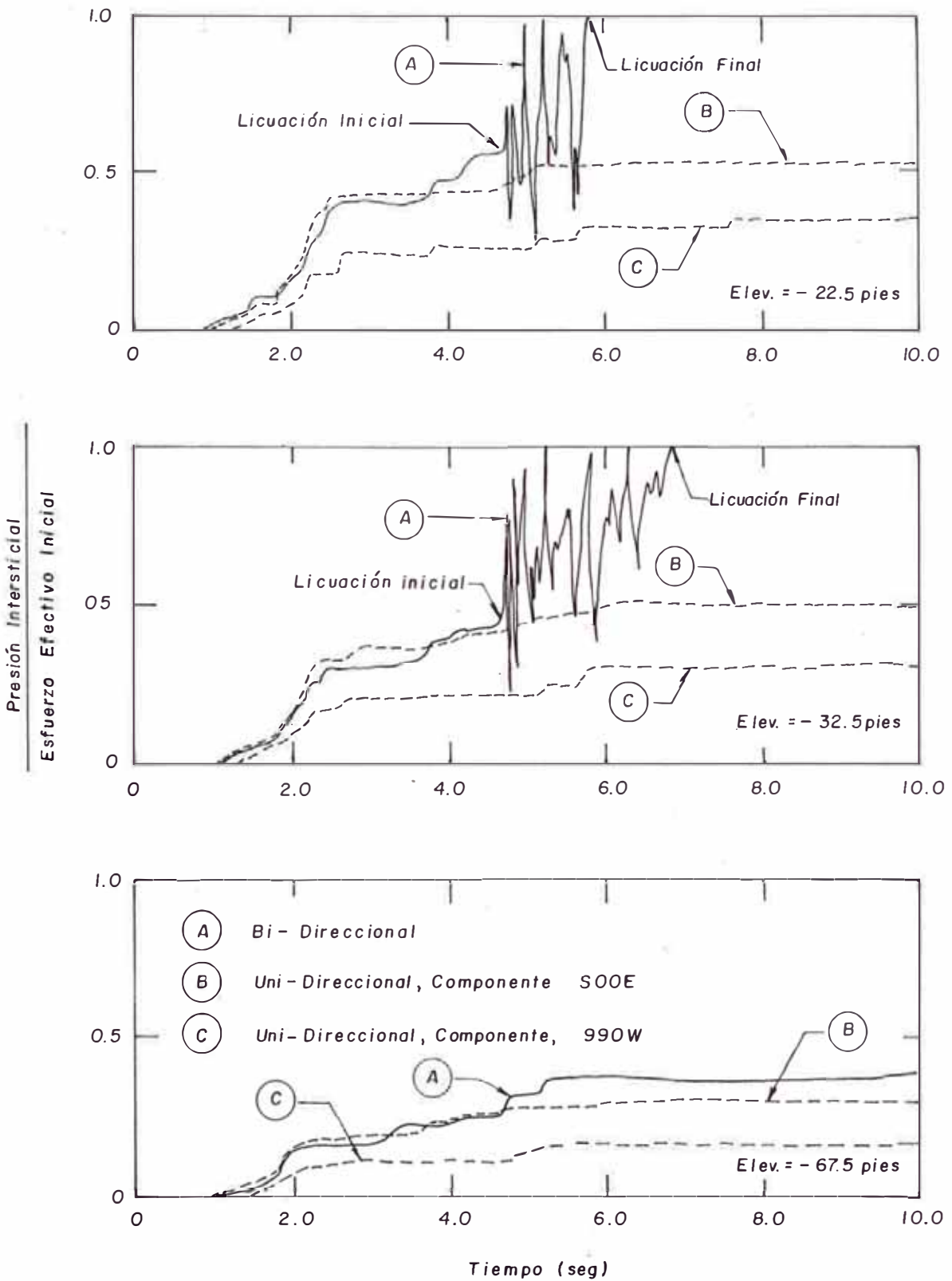
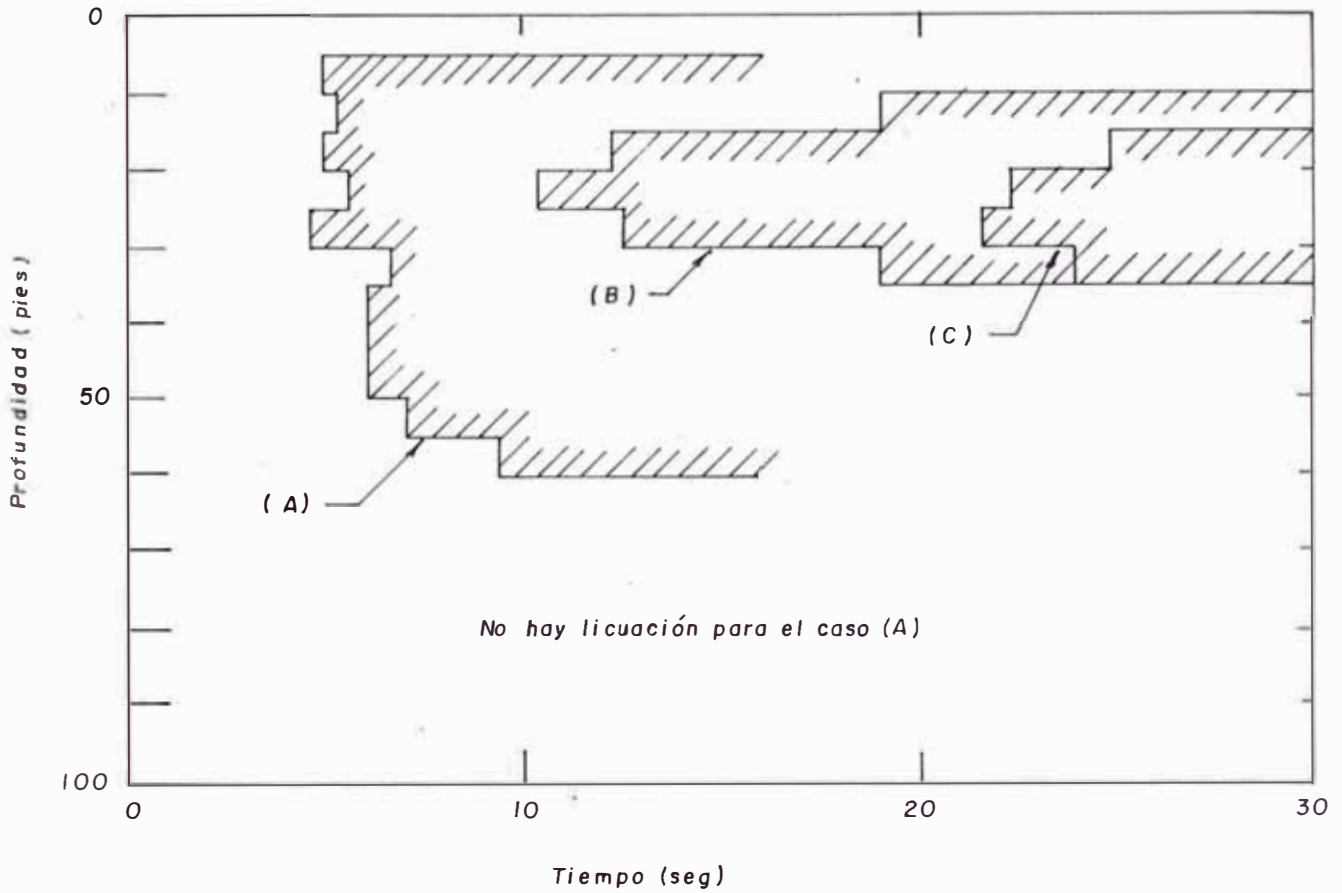


Fig. 5.7 Comparación de la presión intersticial respecto al tiempo del análisis Uni y bi-direccional.



		Factor de Incremento	Aceleración máxima
(A)	<i>bi - Direccional</i>	1.0	= 0.380 g
(B)	} <i>Uni - Direccional</i>	1.3	= 0.408 g
(C)		1.2	= 0.377 g
(D)		1.0	= 0.314 g

Fig. 5.8 Licuación en el análisis Uni y bi - direccional

tante de las aceleraciones máximas en las dos direcciones. En este caso, la resultante de la aceleración máxima del terremoto de El Centro es :

$$\left[(0.314 \text{ g.})^2 + (0.214 \text{ g.})^2 \right]^{1/2} = 0.380 \text{ g.}$$

Puede apreciarse en la Fig. 5.7 que en el análisis bidireccional los efectos de licuación ocurre rápidamente y es superior a aquellos del análisis unidireccional con las aceleraciones máximas incrementadas. Este, es un indicador que algunas fallas importantes de la interacción entre los dos componentes del terremoto, el cual incrementa el potencial de licuación, no puede producirse en un análisis unidireccional. Por lo tanto, en algunos casos en el análisis unidireccional no puede presentarse los efectos de licuación aún con el incremento en las amplitudes de la aceleración registrada como se ha analizado anteriormente en la Fig. 5.8, mientras que en el análisis bi-direccional del mismo sistema puede presentarse la ocurrencia de los efectos de licuación de suelos.

Además, en la Fig. 5.8 puede advertirse también las diferencias entre los análisis uni y bi-direccional, el cual muestra la distribución de la presión de poro en función de la profundidad a los 4.5 segundos, previa a la ocurrencia de licuación en el análisis bi-

direccional. Asimismo, la presión de poros a 35 pies de profundidad es mucho mayor en el análisis bi-direccional que en el análisis uni-direccional de la componente SOOE. Recíprocamente ocurre entre las profundidades de 35 a 55 pies. Debajo de los 55 pies la presión de poro casi coincide en ambos análisis. Cuando las amplitudes de las aceleraciones de la componente SOOE se incrementa por un factor 1.2, el incremento de la presión de poro es casi constante sobre todo el perfil del suelo, Fig. 5.8. Pero, todavía la distribución de la presión de poro es diferente que del análisis bi-direccional; la presión de poro todavía son más pequeñas en ese análisis a una profundidad cerca a los 30 pies. A pesar que las amplitudes de las aceleraciones son incrementadas nos conducen a aproximarse a la distribución de la presión de poro del análisis bi-direccional, entonces, puede esperarse que los efectos de licuación en los análisis uni y bidireccional son totalmente diferentes con la aceleración máxima incrementada en el primer caso.

El grado de la interacción de las respuestas sísmicas entre los dos componentes horizontales del movimiento sísmico puede evaluarse mediante el análisis del espectro de respuesta sísmica en la superficie del suelo. Los espectros de respuesta sísmica son calcula-

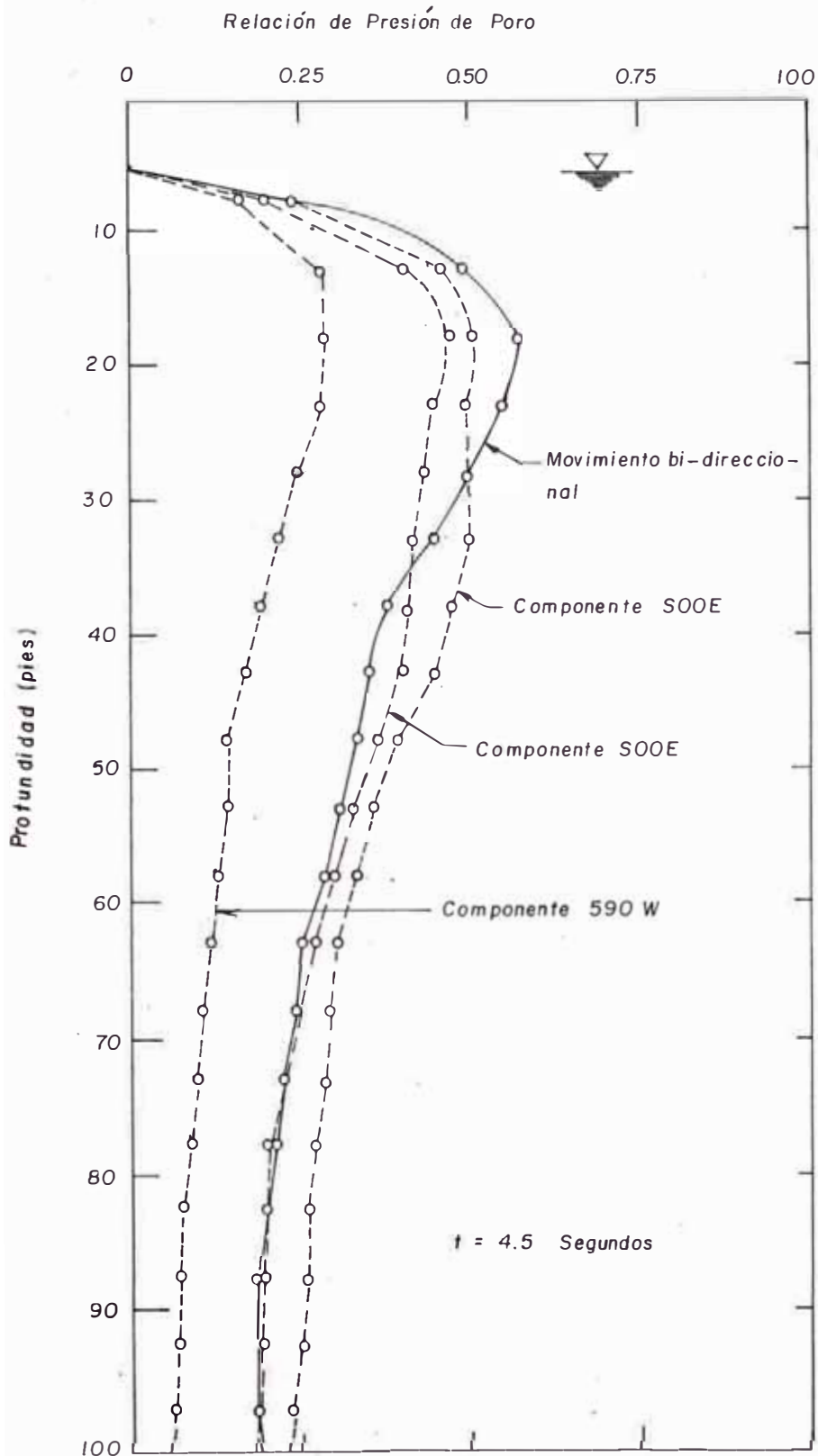


Fig. 5.9 Distribución de la presión de poros respecto a la profundidad previo a la licuación.

dos para los casos A, B y C descritos anteriormente, pero las aceleraciones máximas registrados son reducidas para evitar la ocurrencia de licuación. La aceleración máxima utilizada en esos análisis fueron de 0.150 g en la dirección S00E y 0.102 g en la dirección S90W, Fig. 5.10. Los espectros de respuesta sísmica de ambos análisis son generalmente similares, sin embargo, en el análisis bi-direccional fluye en ambas direcciones las aceleraciones máximas espectrales. Además, la aceleración espectral máxima en la dirección S00E varía a menos frecuencia en el análisis bidireccional. La velocidad espectral en la región donde la frecuencia es alta en la dirección S00E es menor y en la dirección S90W es mayor respecto al análisis bidireccional. En resumen, la interacción entre las dos componentes de movimiento produce algunas variaciones en el espectro de respuesta de la superficie del suelo, pero, sin que cambie totalmente su forma.

5.5 ANALISIS DINAMICO DE LA RESPUESTA SISMICA

Analizar la respuesta sísmica del suelo a diferentes profundidades implica tener en cuenta el comportamiento dinámico de las mismas. Las magnitudes de una respuesta sísmica se pueden apreciar precisamente en los espectros de respuesta sísmica. El uso de técnicas espectrales han sido aceptados universalmente, aún co-

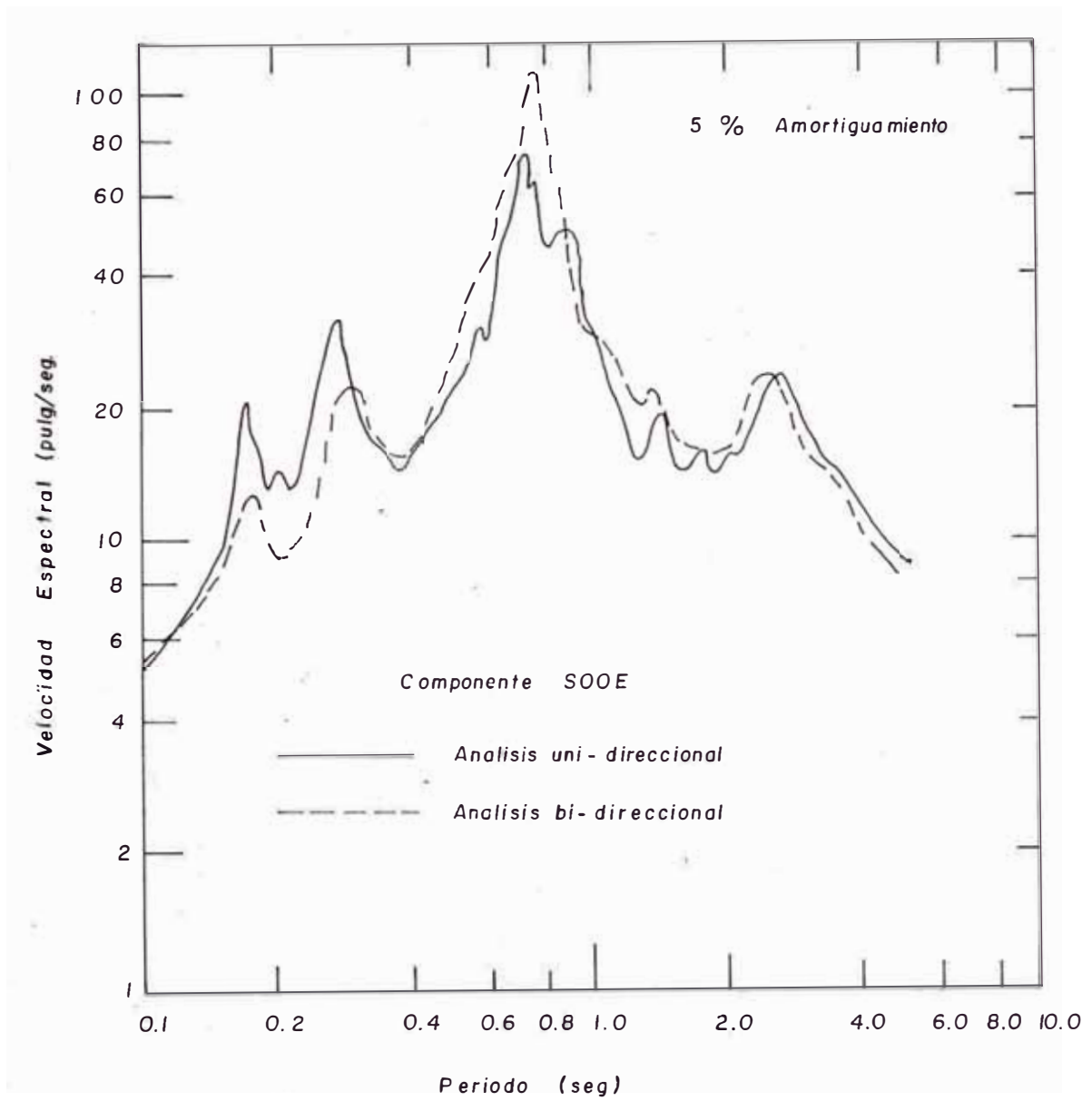


Fig. 5.10 Comparación de espectros de respuestas en la superficie en el análisis uni y bi direccional.

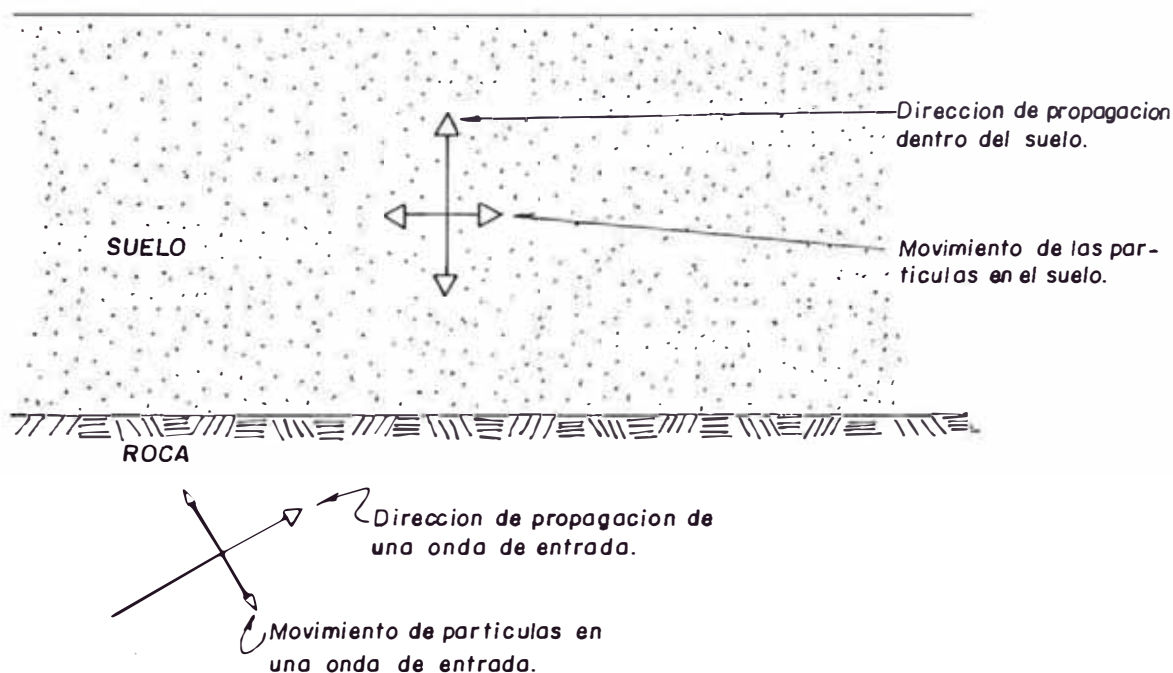


Fig. 5.11 Naturaleza de los Movimientos durante un sismo en una capa Superficial.

nociéndose sus limitaciones en los casos de movimientos vibratorios difíciles de predecir, continúa siendo una herramienta poderosa para entender la naturaleza real del comportamiento sísmico de estratos del suelo. En el Capítulo II, se describe algunos modelos empleados para el estudio del comportamiento dinámico de suelos que conducen a evaluar la respuesta sísmica de estratos de suelo.

La experiencia que se tiene actualmente, respecto a los daños sobre estructuras, demuestran que generalmente aquellas apoyadas en suelos blandos, sufren mayores daños. En particular, resulta cierto esta afirmación cuando existen fallas del terreno por efectos de licuación de suelos granulares saturados, por deslizamiento -

de taludes o por fuertes asentamientos diferenciales. Sin embargo, cuando se refiere a los efectos locales del suelo, se supone que el terreno no falla, sino que simplemente modifica los movimientos que le son transmitidos en la roca o estratos en los que se apoya. Una manera de analizar el efecto de las condiciones locales del suelo, es a través de la teoría de amplificación de ondas cortantes. Esta teoría supone, entre otras cosas, las ondas que originan los movimientos horizontales llegan verticalmente a la superficie de los estratos, Fig. 5.11. Este análisis de amplificación se puede determinar a través de los espectros de Fourier. Fig. 5.12. Estos espectros se construyen descomponiendo el

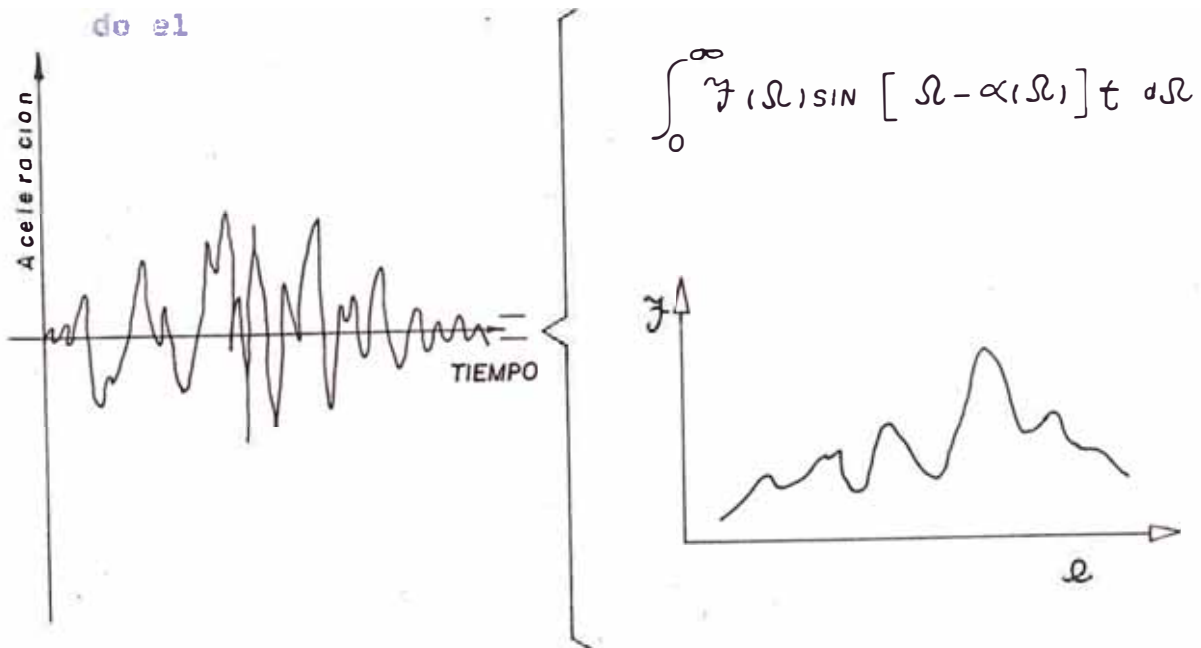


Fig. 5.12 Espectros de Fourier Para Movimientos Sísmicos.

do el registro de un sismo sobre un número infinito de movimientos senosoidales que varían en amplitud, frecuencia y desplazamiento, además, suponiendo que el movimiento del sismo es la superposición de todos esos movimientos. Se le llama espectro de fourier a la amplificación de estos movimientos vs. la frecuencia. Obteniendo los espectros de fourier y a través de la teoría de amplificación se puede determinar los llamados espectros de amplificación (la relación entre el espectro sobre la superficie y el espectro sobre la base, Fig. 5.12).

Con estos espectros de amplificación se obtiene el espectro en la superficie y por tanto la respuesta sísmica en la superficie. Los valores así obtenidos se pueden utilizar como "inputs" para el análisis dinámico de estructuras que se apoyan en la superficie del terreno.

CAPITULO VI

EVALUACION DE RESPUESTAS SISMICAS Y EFECTOS DE LICUACION DE SUELOS

En este capítulo se describen y desarrollan algunos procedimientos de cálculo tanto empíricos como analíticos que resuelven respuestas sísmicas y potencial de licuación de suelos en base a los análisis descritos en los capítulos anteriores. Debido a la gran variedad de procedimientos, en este caso se han fijado a aquellos cuyos resultados permiten elaborar recomendaciones constructivas para establecer áreas que técnicamente pueden ser potencialmente peligrosas ante la acción de un sismo severo ya que podrían producir daños graves por los efectos de licuación y densificación del suelo subyacente a las obras de ingeniería, los cuales, completan los aspectos técnicos que persigue el presente trabajo.

6.1 RESPUESTAS SISMICAS EN ESTRATOS LLANOS

Las respuestas sísmicas fundamentalmente se caracterizan por el comportamiento del suelo y de las cimentaciones cuando la transmisión de los movimientos sísmicos

micos ocurren del suelo hacia la estructura a través de la cimentación. A este fenómeno se le denomina efecto - de las condiciones locales del suelo en la respuesta de una estructura. Este efecto supone que el terreno no falla sino que simplemente modifica los movimientos que le son transmitidos por la roca a los estratos que se apoya. En general, se puede analizar la diferencia que debe existir entre cimentar una estructura en un suelo blando y el de cimentarla directamente en roca. La experiencia que se tiene, basada en los daños sobre estructuras, indica que en general las apoyadas en suelo blandos sufren mayores daños; esto resulta en particular cierto cuando existen fallas del terreno por licuación de materiales granulares saturados, por deslizamiento de taludes o por fuertes asentamientos diferenciales. Otro aspecto importante que tiene un especial análisis es la interacción entre el suelo y la cimentación.

6.1.1 FACTORES QUE INFLUYEN EN LAS RESPUESTAS SISMICAS

Los factores que influyen en las respuestas de las cimentaciones cuando actúan sobre ellas fuerzas ejercidas por el movimiento que el suelo experimenta durante un sismo, están relacionadas principalmente con el origen y el mecanismo de dicho movimiento cuyos efectos ejercen en las estructuras con distintos gra -

dos de peligrosidad. Tales efectos se les conoce como las condiciones locales del suelo sobre el que se apoyan cuando un sismo ocurre y efecto de la interacción que existe entre el suelo y la estructura.

A).- DISTANCIAS EPICENTRALES

El riesgo sísmico de un depósito de suelo se incrementa cuando la distancia epicentral de un punto específico en la superficie terrestre está próxima al punto donde se origina el sismo. Esto, debido a la gran asimilación de energía liberada que se propaga en forma de ondas por la corta distancia al foco sísmico. Estos movimientos están definidos estadísticamente por leyes, tiempo, historia y por parámetros obtenidos instrumentalmente tales como la aceleración, velocidad o desplazamiento máximos del suelo y parámetros cualitativos como la intensidad sísmica (M M I o M S K) o también parámetros indirectos como la magnitud y distancia hipocentral. A pesar de las incertidumbres de las mediciones el conocimiento de esos parámetros permite construir espectros de respuesta de un sismo y de esta forma elaborar los espectros de diseño que son utilizadas generalmente para fines netamente estructurales. El uso de las técnicas espectrales que han sido aceptadas universalmente por su simplicidad, conociéndose sus limitaciones en el caso de diseño sísmico en obras

complejas o problemas vibratorios difícilmente predicibles, presentan una poderosa herramienta para entender la naturaleza dinámica real del comportamiento sísmico estructural.

B).- TIPOS DE SUELOS

Las propiedades y el comportamiento del suelo varía según la estratigrafía de un depósito de suelo cuando son sometidas por cargas sísmicas. Cada tipo de suelo de un estrato difieren en las curvas esfuerzo-deformación cuando actúan cargas cortantes cíclicas debido principalmente al incremento de la presión efectiva cuando los estratos se encuentran a profundidades mayores. En la Fig. 3.3 se muestra la variación de los esfuerzos de corte mediante el análisis de respuesta sísmica en el terremoto de Niigata sobre depósitos de arena. Por tanto, cuando se involucra en el análisis la transmisión de onda sísmica a través de estratos el objetivo se ciñe al estudio de los efectos de las condiciones locales del suelo. Estos efectos supone la modificación de los movimientos que le son transmitidos por la roca a los estratos que los apoya cuando atraviezan los estratos hasta la superficie. En este estudio se supone que el terreno no sufre fallas en las estructuras internas del suelo. Por consiguiente, los parámetros que caracterizan las profundidades del sue-

lo son básicamente el módulo de corte efectivo, la velocidad de onda de corte efectivo y la relación de amortiguamiento. Generalmente, la velocidad de onda y el módulo de corte incrementan con la profundidad. Estos parámetros son medidos por métodos de campo y laboratorio utilizando fórmulas empíricas. La relación de amortiguamiento son evaluados de acuerdo a un nivel esperado de deformación. Unicamente son medidas por ensayos de laboratorio, determinándose que para un análisis práctico, la relación de amortiguamiento son independiente de la frecuencia.

6.1.2 PROCEDIMIENTO DE CALCULO

Analizar la respuesta de una estructura de un estrato por efecto de las condiciones locales del suelo - significa analizar la diferencia que debe existir entre cimentar una estructura en un suelo blando y cimentar directamente en roca. Una manera de estudiar el efecto de las condiciones locales del suelo es a través de la llamada teoría de amplificación de ondas cortantes. Existen dos caminos para definir un procedimiento de cálculo. Una de ellas es utilizando un registro sísmico acondicionado a las características del sitio para analizar estructuras importantes; por ejemplo las ciudades de San Francisco y Tokio donde hay edificios muy altos consideran este procedimiento. El otro se ciñe a los có-

digos de diseños sísmicos que cada país establece. Debido que la variación del coeficiente sísmico C varía con las condiciones de suelo, se distinguen cuatro categorías en depósitos de suelos.

- A).- Depósitos de suelos superficiales con diferentes características a frecuencia.
- B).- Depósitos profundos de suelo firme.
- C).- Depósitos de suelos sueltos encima de depósitos de suelo firme.
- D).- Depósitos de suelos sueltos.

A fin de entender adecuadamente los efectos de las condiciones locales del suelo se deben interpretar conjuntamente los acelerogramas reales y el análisis teórico. Dado que el método apropiado para determinar las condiciones locales del suelo es la teoría de la amplificación sísmica, a pesar de sus limitaciones, se describirá las generalidades de este procedimiento. En el presente trabajo solamente analizará las categorías C (Secc. 6.1.2.2) y D (6.1.2.3).

6.1.2.1 BREVE DESCRIPCION DE LA TEORIA DE LA AMPLIFICACION SISMICA

1).- ANALISIS UNI-DIRECCIONAL

Para el análisis teórico se asume las

ondas de corte, que causa solamente movimientos horizontales y propagación vertical dentro del suelo, tal como se muestra en la Fig. 5.11. Esta hipótesis es válida siempre que las condiciones de suelo varía lentamente en la dirección horizontal y cuando las ondas de corte no vienen de las rocas directamente del foco sísmico. Aún cuando estas ondas se propagan en una dirección se inclinan a la dirección vertical; al respecto, la ley de reflexión de Snell nos dice: "que las ondas del suelo asimilados de la roca base se reflejan aproximadamente en la dirección vertical".

MODELO MATEMATICO

Aproximándose al análisis teórico, bajo un punto de vista práctico, el suelo se puede asemejar a un material visco-elástico lineal con las siguientes características:

El módulo de corte es igual al módulo secante para la deformación máxima esperada.

La viscosidad es aquella que causa la misma pérdida de la energía en un ciclo de carga como ocurre en el suelo (60).

Estos criterios permite aprovechar el análisis matemático simplificado del modelo visco-elástico lineal (61).

METODOS DE SOLUCION

Las soluciones teóricas pueden obtenerse mediante dos procedimientos, tal como se indica en la Fig. 6.1.

- Soluciones directas de ecuaciones diferencia-

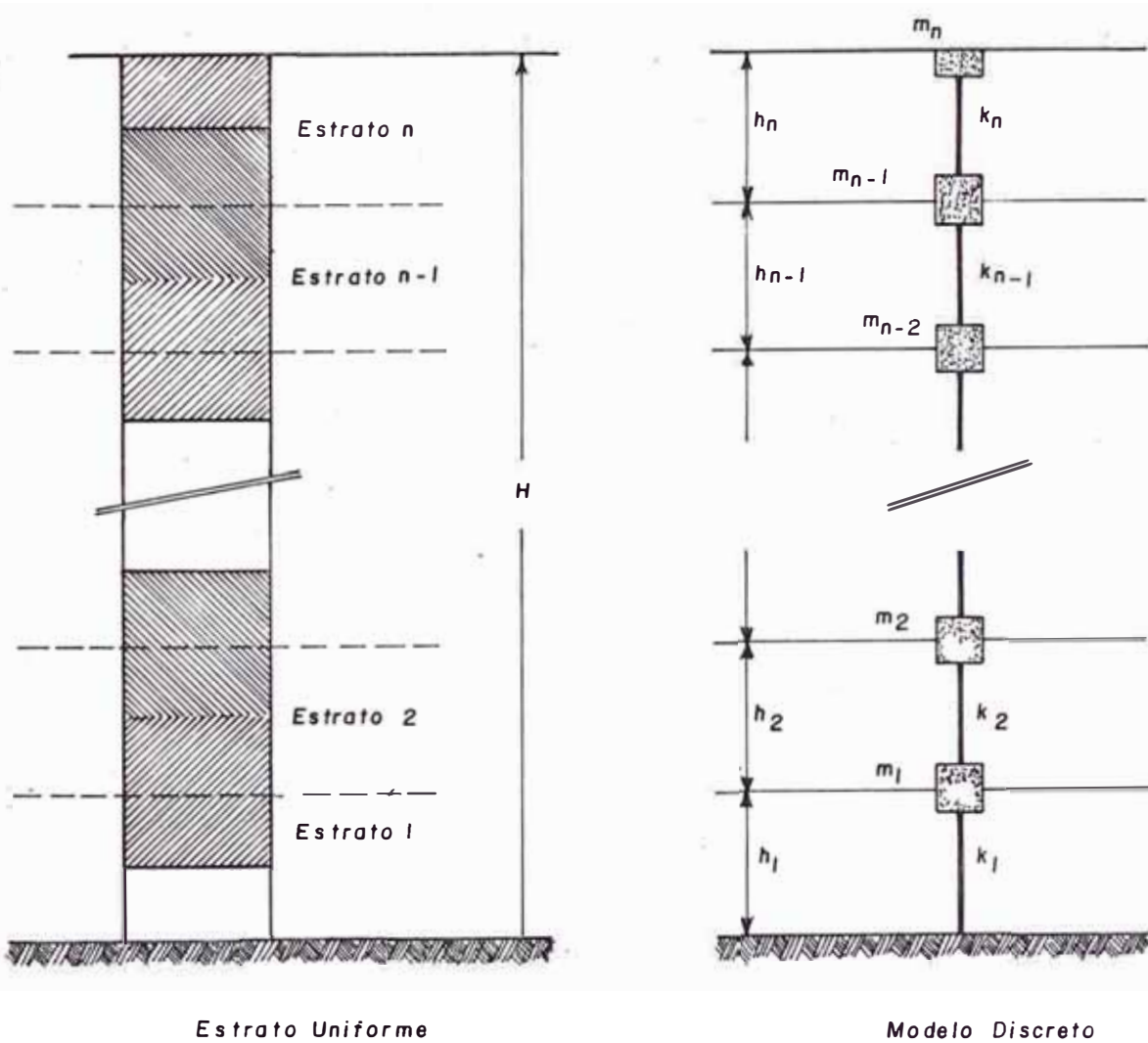


Fig. 6.1 - Perfil de Suelo Continuos y La Aproximación Discreta

les parciales mediante un sistema de estratos visco-elástico. Las técnicas del análisis de Fourier son frecuentemente utilizados en este

análisis.

Soluciones de sistemas de ecuaciones diferenciales para un sistema amortiguado equivalente. En el sistema amortiguado equivalente se representan el peso del suelo y los resortes. Este último equivale a la rigidez del suelo.

Dado que estos sistemas exigen frecuentemente cálculos iterativos, han sido evaluadas mediante programas de cómputo. Pero también se desarrollaron otros métodos simplificados de uso práctico. En general, el primer procedimiento considera una cantidad el cual no puede ser exacto calculado con el segundo procedimiento. La energía que pierde el estrato de suelo contiguo a la roca base, cuando las ondas de corte son reflejadas en la superficie del suelo, penetra a través de la interfase suelo-roca. La pérdida de energía considerada en la solución de masas se indica a continuación (62)

$$D_n = D_1 + \frac{(\gamma V_c)_S}{(\gamma V_c)_R} \times \frac{1}{(2n - 1)} \quad (6.1)$$

Donde: D_1 , es la relación del amortiguamiento interno, γ , peso unitario, V_c , velocidad de la onda de corte. Los subíndices S y R denotan al suelo y la roca respectivamente, además γ y V_c varía con la profundidad y son utilizados los valores promedios en el cálculo.

EVALUACION DE PARAMETROS

Es necesario evaluar diferentes parámetros para cada estrato de suelo (61) :

i).- El módulo de corte efectivo o la velocidad de onda efectiva para un nivel esperado de deformación se complementa con los siguientes pasos:

- a) Se determina el valor aplicable a pequeñas deformaciones, utilizando uno o más métodos :
- (a.1) método de la velocidad de ondas de corte in-situ;
 - (a.2) laboratorios de ensayo sobre muestras; y,
 - (a.3) empleo de fórmulas empíricas. Tal como (63) :

$$V_c = 1230 \frac{(3-e)}{(1+e)} \sqrt{\bar{\sigma}_v} \quad (\text{psi}) \quad (6.2)$$

Donde: e, relación de vacíos, $\bar{\sigma}_v$, promedio del esfuerzo efectivo in-situ en psi . Si se realizan mediciones in-situ es necesario medir la velocidad de ondas de corte directamente o simplemente la velocidad de onda compresiva. Generalmente, la velocidad de onda y el módulo de corte incrementan su valor con la profundidad excepto con estratos superficiales. Estos incrementos deberán introducir para los cálculos.

b) El módulo o velocidad de corte son reducidos por corresponder al nivel esperado de deformación. Los datos de laboratorio son útiles en este procedimiento. La Fig. 6.2 muestra los rangos de cada

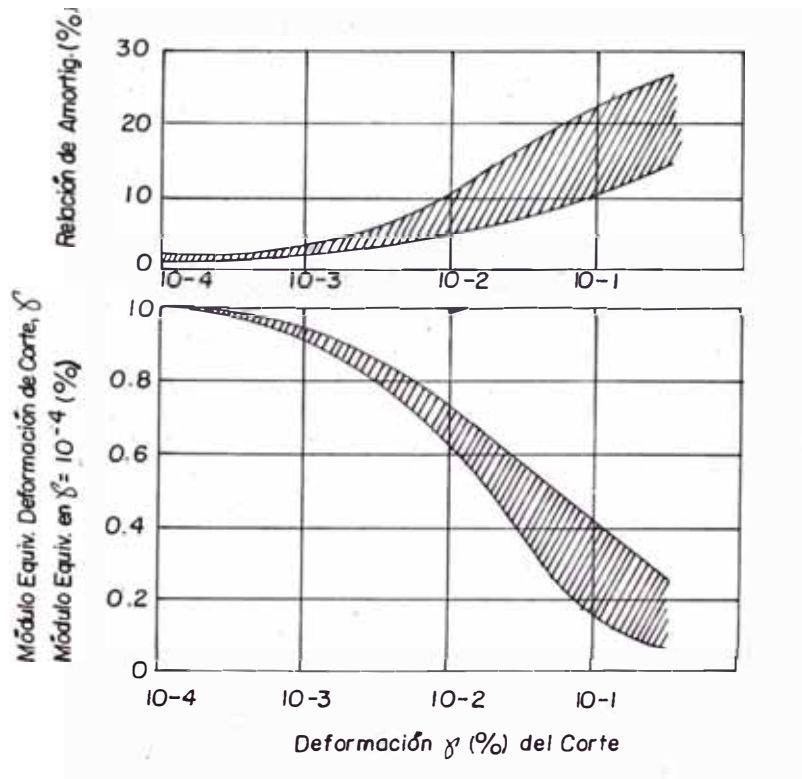


Fig. 6.2.- Módulo de Reducción y Factores de Amortiguamiento en Función de la Deformación.

dato y se indica la curva promedio para cualquier uso práctico.

ii).- La relación del amortiguamiento D_i para el nivel esperado de deformación es igual a uno y medio del valor del coeficiente utilizado en un modelo viscoelástico. Los laboratorios de ensayo muestran que D_i y la pérdida del coeficiente son independientes de la frecuencia; es una consideración de uso práctico. De este modo, cuando se utiliza la superposición modal para un perfil de suelo con el mismo amortiguamiento, D_i , ten -

drá el mismo valor en cada modo. Cuando el amortiguamiento varía en cada punto del perfil, entonces se utilizará el amortiguamiento modal con carga (64). Es necesario tener aproximaciones iterativas, tales como para las deformaciones y su factor de reducción correspondiente y la proporción de amortiguamiento. Obtenidos una solución en la 1ra. interacción, los nuevos valores de los parámetros son seleccionados en base al cálculo de deformaciones; asimismo se repite cuando se tiene otra solución y así sucesivamente. La convergencia usualmente ocurre en dos o tres ciclos de interacción.

2).- TEORIA BI-DIRECCIONAL

En estos últimos años se han desarrollado teorías correspondientes al estudio de los efectos de amplificación en dos direcciones. Básicamente se consideran en algunos casos diferentes planos de propagación de onda que excitan a un estrato de suelo. Asimismo, la técnica de los elementos finitos han sido utilizados para estos fines. Los resultados de este análisis son más consistentes que aquellos de la teoría unidireccional en cuanto a la frecuencia de amplificación, desamplificación y a la magnitud general de amplificación (65).

6.1.2.2 DEPOSITOS DE SUELOS SUELTOS ENCIMA DE DEPOSITOS DE SUELO FIRME

Consideraciones teóricas.-

Este caso teóricamente todavía no ha sido resuelto, Fig. 6.3. Los efectos de los depósitos sueltos superficiales suponen un análisis modal muy complejo y la respuesta de este modo es enteramente sensitiva en el desarrollo del análisis cuando se asume el amortiguamiento. Las consideraciones teóricas calculadas por otros procedimientos no son satisfactorios.

Sin embargo, este caso es la combinación de -

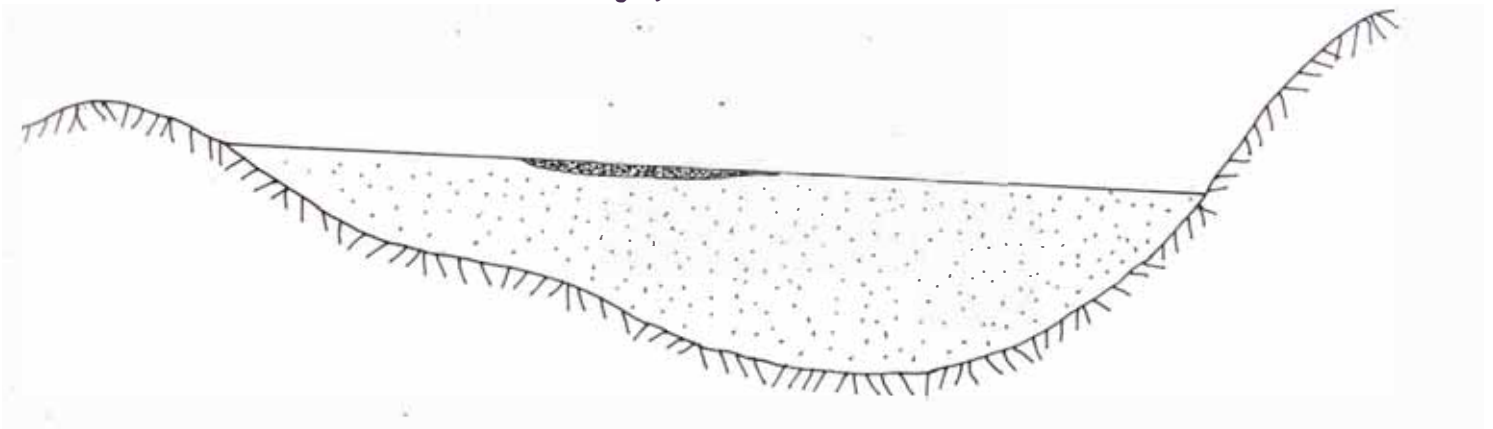


Fig. 6. 3- Estratos Superficiales y de los Suelos Blandos Sobre Depositos de Suelos Firmes.

los casos A y B (Sec. 6.1.2). De esta manera, el modo fundamental de depósitos aluviales compactos profundos, (Caso A); amplificará movimientos en períodos muy largos mientras que los modos incrementados en los depósitos aluviales normalmente consolidados, (Caso B),

también amplificará movimientos, pero en períodos cortos. Además los depósitos de suelos blandos superficialmente amplificará en períodos cortos respecto a los efectos que puede esperarse en las cimentaciones de las edificaciones, tales como:

a) Edificaciones con período fundamental

$$T < 0.5 \text{ seg.}$$

Los daños pueden ser mayores si son cimentadas sobre suelos blandos suprayacentes a suelos firmes aluviales. Las profundidades de suelos aluviales firmes debajo de un edificio tiene efectos menores para causar daños; conclusión del caso A.

b) Edificaciones con período fundamental

$$T > 0.5 \text{ seg.}$$

Los daños pueden ser mayores si son cimentadas sobre suelos aluviales de grandes profundidades que aquellas cimentadas en suelos aluviales a pocas profundidades. La presencia o ausencia de suelos blandos cerca de la superficie tiene menores efectos sobre los daños; conclusión del caso B.

Para este caso se puede considerar las siguientes fórmulas para el coeficiente sísmico en depósitos -

superficiales blandos debajo de edificaciones con $T < 0.5$ seg. y para depósitos de suelo con movimientos de períodos largos.

$$C = \begin{cases} C_0 S & , T \leq T_0 \\ C_0 S \cdot \frac{2T/T_0}{[1 + (T/T_0)^2]} & , T \geq T_0 \end{cases} \quad (6.3)$$

El factor del suelo, S , debe elegirse en base a la velocidad de onda de corte cerca a la superficie, mientras que T_0 se obtendrá de los efectos de los depósitos profundos. Cuando se trata de depósitos arcillosas puede asumirse $T < 1.5$ seg, asimismo el valor mínimo T_0 será 0.4 para consideraciones prácticas. Sin embargo, nuestras normas de Diseño Sismo-resistente, estipula que T no se tomará menor que 0.3 seg. ni mayor que 0.9 seg.

6.1.2.3 DEPOSITOS DE SUELOS SUELTOS

Consideraciones prácticas.-

Análisis de espectros resultantes de aplicar procedimientos cuyos criterios se han descrito anteriormente:

a).- Espectros de Amplificación :

Existe una variación significativa en el pico de la amplificación en depósitos profundos de depósitos de suelos blandos con

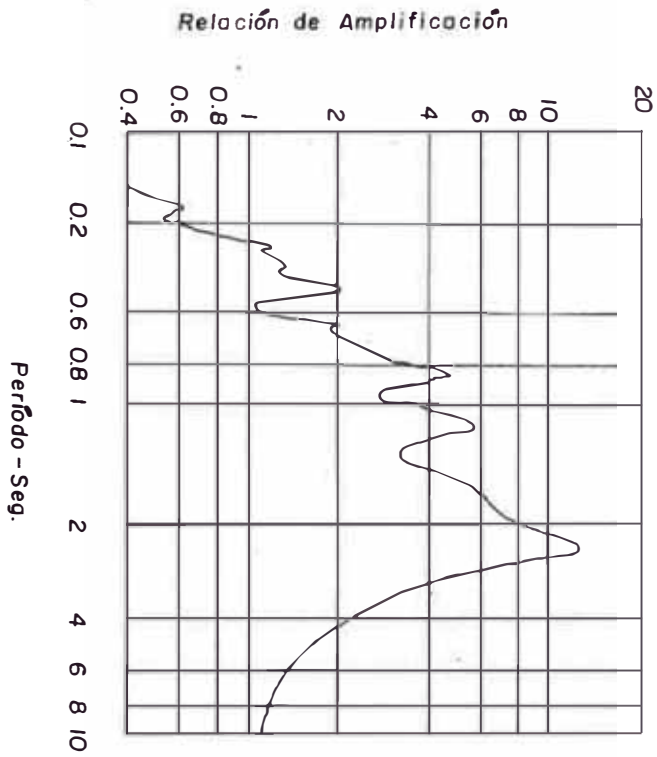
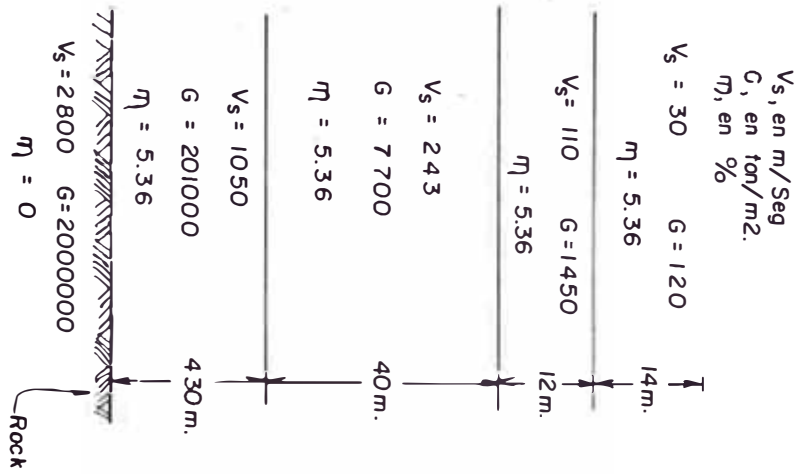


Fig. 6. 4 — Espectros de Amplificación de Depositos de Suelos Blandos Sobre Depositos de Suelos Firmes.

los depósitos aluviales normalmente consolidados, firmes y compactos porque el modo de incremento y la radiación del amortiguamiento es menos importante y las deformaciones (amortiguamiento interno) son mayores, Fig. 6.4.

b).- Espectros de respuesta :

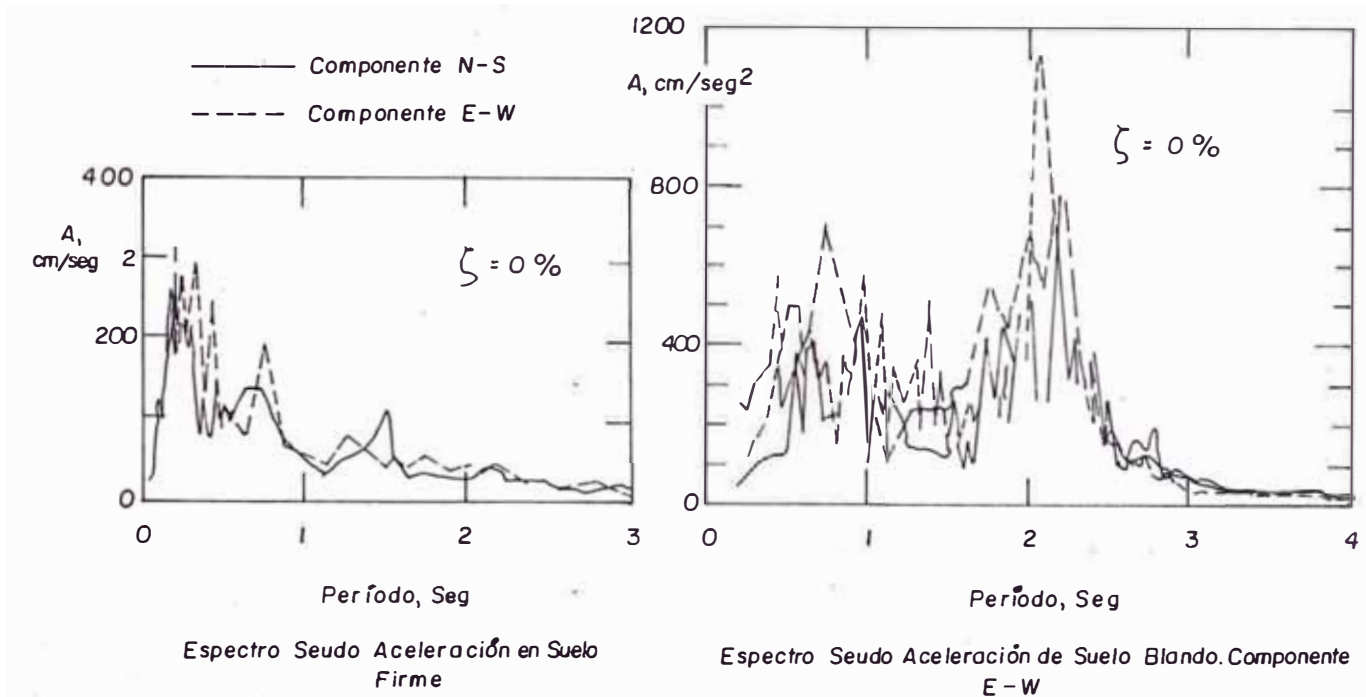


Fig. 6.5— Espectro de Respuesta Para Depositos Firmes y Blandos en la Ciudad de Mexico.

Existen también incrementos de las ordenadas en períodos cortos debido a los efectos considerados en el 1er. caso, Fig. 6.5.

c).- Pico de la aceleración.-

En este caso correspondiente a la Fig.6.5

el pico de la aceleración en la superficie del suelo es el doble que en el suelo firme. En estos casos cuando han sido investigados teóricamente, el pico de la aceleración decrece.

Podemos suponer que en depósitos de suelos blandos puede causar decrecimientos en el pico de la aceleración. Mientras exista pocas evidencias de campo que justifique el decrecimiento puede afirmarse que durante un sismo severo este decrecimiento ocurrirá cuando el amortiguamiento interno del suelo se incrementa.

6.2 EFECTOS DE LICUACION DE SUELOS

En la Sección 1.4, 1.5 se han indicado algunos métodos de cálculo para evaluar el potencial de licuación. Por un lado existen procedimientos basados en la recopilación de datos acerca de las características de depósitos de arena después de terremotos o consideran el uso de algunas características in-situ de los depósitos a fin de determinar probables semejanzas en cualquier otro lugar de acuerdo a su comportamiento respecto a los efectos de licuación. Por otro lado, existen procedimientos basados en la evaluación

de las condiciones de esfuerzo o deformaciones cíclicas probables que podrían desarrollarse en el campo mediante la aplicación de un sismo de diseño previamente establecido y posteriormente se efectúa la composición de esos esfuerzos y deformaciones con aquellas observadas en muestras representativas que causan efectos de licuación en los laboratorios de ensayo. Estos laboratorios proporcionan una simulación adecuada de las condiciones de campo, o también, algunos resultados que permiten fijar el comportamiento del suelo bajo las condiciones de campo.

Por tanto, a pesar de la manera en que estos procedimientos utilizan datos de ensayos registrados en el campo o en el laboratorio, que son frecuentemente representados, estos procedimientos de cálculo involucran la misma aproximación básica, pero, difieren únicamente en la determinación de las características de licuación de suelos.

6.2.1 FACTORES QUE DETERMINAN EL EFECTO DE LICUACION

De acuerdo a los estudios de campo y laboratorio que se han llevado a cabo para investigar el comportamiento del suelo respecto a su potencial de licuación durante un terremoto depende básicamente de los siguientes factores :

a).- Uniformidad y Forma de Granos.-

Las grandes deformaciones o flujos de masas de suelos suelen ser posibles cuando en su estructura interna presentan granos que pueden moverse rápidamente toda vez que un reacomodo de las mismas comienza a causa de un movimiento vibratorio. Es por ello, algunos ensayos demuestran que los suelos de granulometría uniforme son mucho más susceptibles a los efectos de licuación de los suelos bien graduados. En general, los efectos de licuación son posibles con todas las formas de granos y pueden ser más probables a un problema serio si el suelo tiene un coeficiente de uniformidad de 2 a menos.

b).- Tamaño de Granos.-

La ocurrencia de los efectos de licuación no es posible en suelos cohesivos (excepto las arcillas sensitivas) porque las fuerzas entre las partículas y sus tamaños son suficientes para determinarlos. Sin embargo, los efectos de licuación son insignificantes en depósitos de suelos que presentan gran cantidad de partículas de cuarzo porque permite disipar más rápidamente la presión de

poros inducida por el alto coeficiente de permeabilidad. En otras palabras, los flujos de agua rápidamente salen de la zona donde ocurre el reacomodo de las partículas y de aquí procede la densificación tan rápidamente que grandes deformaciones no pueden desarrollarse. Por tanto, entre los suelos de granulometría uniforme las arenas finas tienden a sufrir los efectos de licuación más fácilmente que las arenas gruesas, gravas, limos y arcilla.

c).- Densidad Relativa.-

La susceptibilidad de un suelo a los efectos de licuación estará determinada con gran aproximación, por este factor. Un depósito de arena de 40% o 50% de Densidad Relativa puede fluir como un líquido una vez alterado su estructura interna. Por otra parte, otro depósito de arena a 90% de Densidad Relativa no puede fluir. Entre estos límites todavía hay argumentos concernientes a la posibilidad de licuación. Sin embargo, depósitos de arena con 70% de Densidad Relativa tiene una representación inaceptable durante un movimiento vibratorio similar al sismo, aunque también no puede sufrir los efectos de licuación, ver Secc. 4.1.

d).- Presión inicial de confinamiento.-

Algunos resultados de ensayos de laboratorio han demostrado que para una densidad inicial dada, la tensión necesaria para iniciar los efectos de licuación bajo cargas cíclicas se incrementa con la presión lateral inicial. Es decir, un depósito de suelo compuesto de material arenoso de relleno es menos susceptible a los efectos de licuación - que un suelo del mismo material en estado natural, ver Secc. 4.2.

e).- Magnitud y Duración del sismo.-

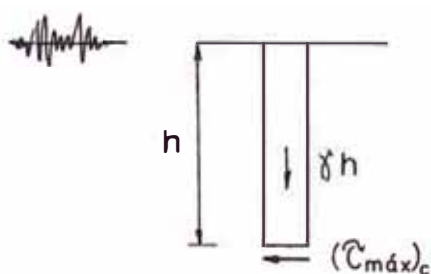
Se han determinado que aún los depósitos de arena más sueltas requiere alguna alteración en su estructura interna a fin de licuar debido a un simple movimiento vibratorio, mientras que un movimiento sísmico muy severo puede causar reacomodo aún tratán dose de arenas muy densas, ver Seccs. 4.3 y 4.4.

6.2.2 PROCEDIMIENTOS PARA LA EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUACION

6.2.2.1 METODO PRACTICO, WHITMAN (57).-

Este método determina el potencial de

licuación mediante el valor τ_c / σ'_v que origina los efectos de licuación. τ_c , es el esfuerzo de corte dinámico en un plano horizontal; σ'_v , es el esfuerzo efectivo vertical sobre este mismo plano.



τ_c , es a su vez igual a la fuerza requerida para dar una aceleración al suelo superpuesto.

$$\tau_c = \frac{\gamma h}{g} \cdot a \quad (6.4)$$

donde: h , es la profundidad, γ es el peso unitario y g la aceleración de la gravedad.

Luego, la aceleración, a , se relaciona con la aceleración máxima de la superficie, $a = \alpha a_{máx}$, entonces:

$$\tau_c = \frac{\gamma h}{g} \alpha a_{máx} \quad (6.5)$$

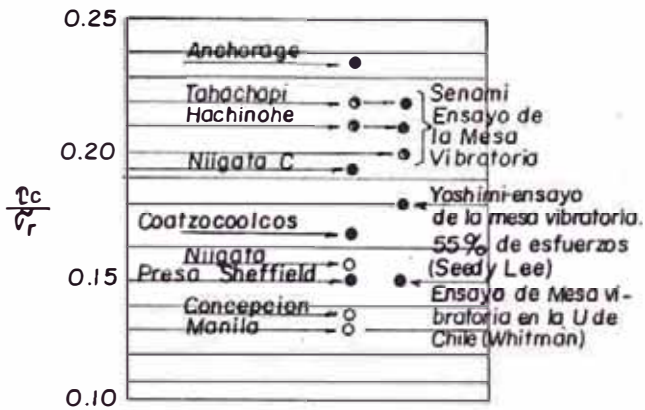
El factor α depende de la aceleración superficial registrada puesto que conforme los puntos de análisis se ubican a mayores profundidades las repercusiones debido a la aceleración superficial son distintas.

PROBLEMA DE APLICACION

Determinar la aceleración máxima probable que puede causar efectos de licuación a 3.00 mt. en un depósito de arena con 50% de densidad relativa y con 1.96

Tn /m3 de peso unitario. El nivel freático se encuentra en la superficie.

- Licuación
- No Licuación
- ◐ Licuación Intermedia



Datos de Depositos Aluviales Recientes y Rellenos Hidraulicos (Densidad Relativa Aparente Cerca del 55%)

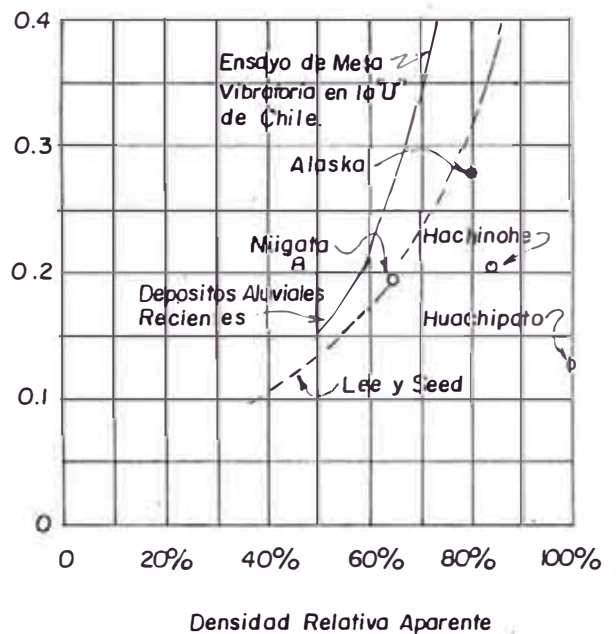


Fig. 6.6— Correlacion Empírica Para Desarrollar Licuación (Whitman, 1971)

RESOLUCION

El esfuerzo efectivo vertical de acuerdo a la profundidad es igual a :

$$\sigma'_v = \gamma' h \quad (6.6)$$

Siendo: γ' peso específico del suelo saturado. Dividiendo las Eqs. (6.5) entre (6.6) se tiene:

$$\frac{\tau_c}{\sigma'_v} = \alpha \frac{h a_{máx} \gamma'}{h g \gamma'} \quad (6.7)$$

Del Abaco de la Fig. 6.6 se obtiene que $\hat{C}_c / \hat{\sigma}'_v = 0.15$ para una densidad relativa 50%. Además, $\alpha = 2/3$ cerca a la superficie del suelo.

Reemplazando en (6.7)

$$0.15 = \frac{2 \delta h a_{\text{máx}}}{3 \delta' h g}$$

$$\frac{a_{\text{máx}}}{g} = \frac{0.96}{1.96} \times \frac{3}{2} \times 0.15 = 0.11$$

$$a_{\text{máx}} = 0.11 \times 981 = 108 \text{ gals.}$$

De acuerdo a este resultado podemos decir que, si ocurre movimientos sísmicos cuyas aceleraciones superan los 108 gals. podrían causar efectos de licuación de suelos. Recíprocamente, para aceleración inferiores es menos probable que ocurra licuación.

Para densidades relativas mayores que 50%, existen pequeñas evidencias en el campo para estimar el valor de $\hat{C}_c / \hat{\sigma}'_v$, Seed e Idriss (1971) han desarrollado una presentación similar con más datos de campo. La Fig. 6.6 se puede aplicar para un sismo cuya duración de sus movimientos máximos sean de 20 seg. Con una duración mayor, los valores $\hat{C}_c / \hat{\sigma}'_v$ son menores para producir licuación. Se puede realizar una corrección respecto a la duración en base a resultados de ensayos de laboratorio.

6.2.2.2 METODO SIMPLIFICADO, SEED E IDRIS (9)

a) Evaluación de los esfuerzos inducidos por el sismo.-

Considera para el análisis una columna de suelo similar al esquema anterior, hasta la profundidad h cuyo comportamiento es como un só-

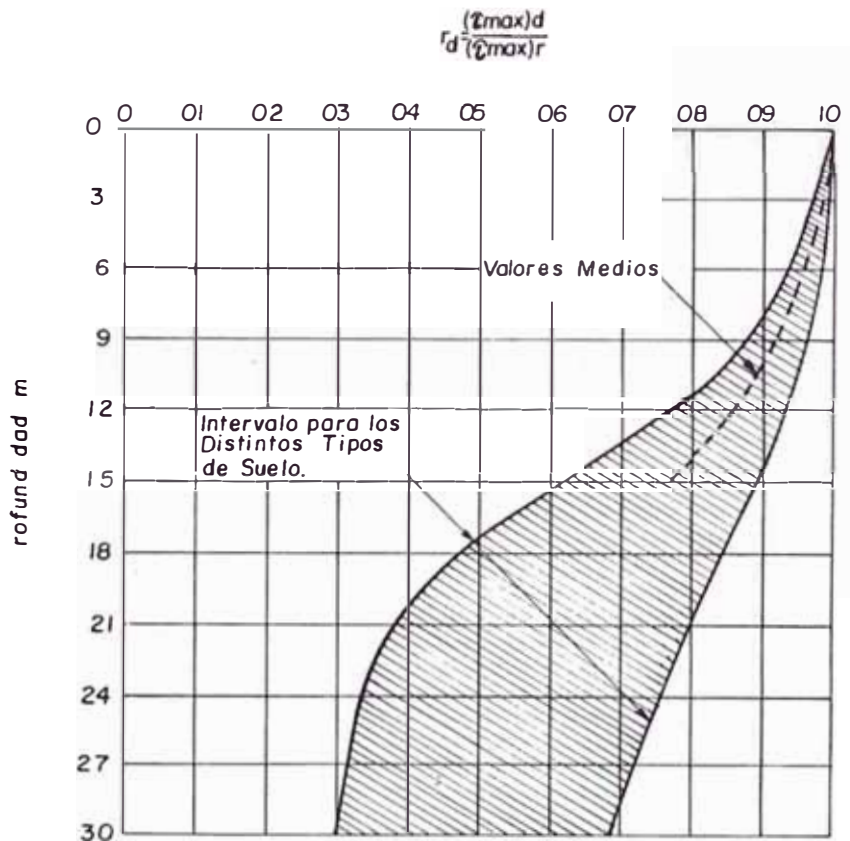


Fig. 6.7_ Intervalo de Variación de r_d Para Los Distintos Perfiles del Terreno.

lido rígido. Entonces, la tensión tangencial máxima a una profundidad h es :

$$\tau_{m\acute{a}x} = \gamma h a_{m\acute{a}x}$$

Similar a la Eq. (6.7), siendo: δ , el peso específico, $a_{m\acute{a}x}$, la aceleración máxima en la superficie del terreno y g , la aceleración de la gravedad.

Debido a que el comportamiento de la columna de suelo es como un cuerpo deformable, determinada mediante el análisis de la respuesta del terreno, el esfuerzo real será: $(\hat{C}_{m\acute{a}x}) = (\hat{C}_{m\acute{a}x})_c \Gamma_d$ siendo Γ_d , el coeficiente de reducción de los esfuerzos cuyo valor es inferior a 1, Fig. 6.7, entonces:

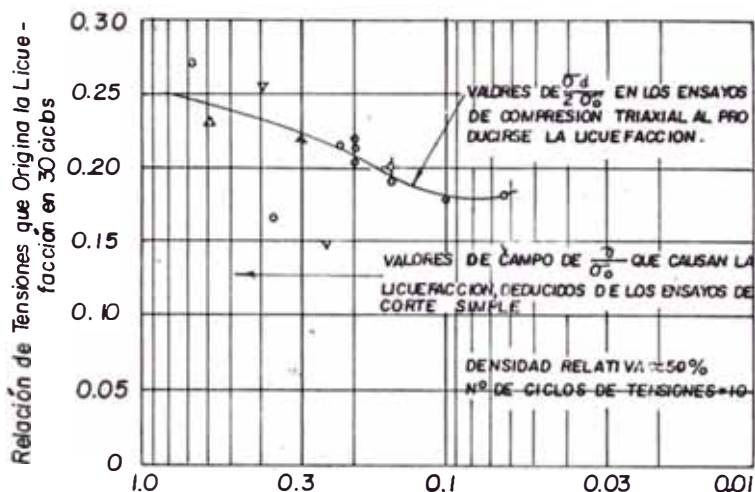
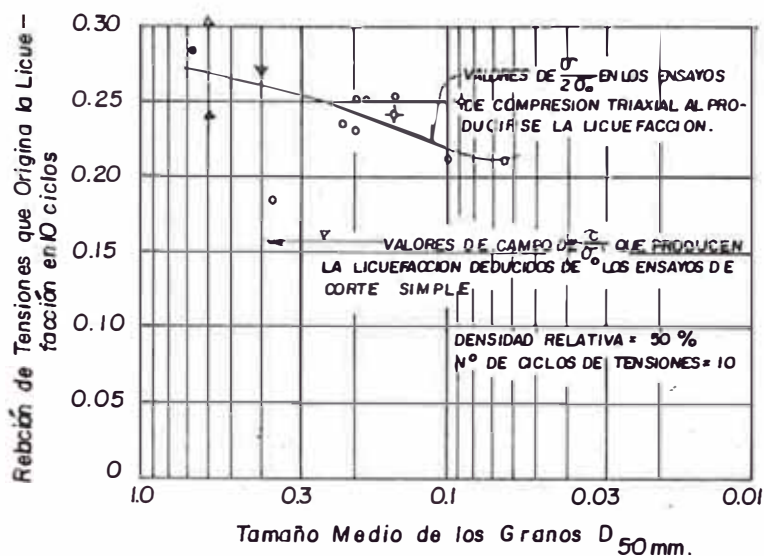
$$(\hat{C}_{m\acute{a}x}) = \frac{\delta h}{g} a_{m\acute{a}x} \Gamma_d$$

ecuación similar a la Eq. (6.5). Se ha determinado, mediante observaciones de acelogramas en casos distintos que el esfuerzo tangencial promedio, \hat{C}_{prom} , es aproximadamente igual al 65% de la tensión cortante máxima. Por tal deducción, el esfuerzo tangencial inducido se determina mediante la expresión:

$$\hat{C}_{prom} = 0.65 \frac{\delta h}{g} a_{max} \Gamma_d \quad (6.8)$$

b) Evaluación de los esfuerzos que causan licuación.

La Fig. 6.8 muestra los resultados de



Tamaño Medio de los Granos D_{50} mm.
 Fig. 6.8_ Condiciones de Tensión que Producen Licuación de Arenas en 10 y 30 Ciclos.

varias investigaciones sobre suelos de distintas granulometrías, representados por el tamaño medio de los granos, D_{50} , y una densidad relativa de 50% (49); están expresados en función de la relación de esfuerzos que causan licuación en 10 y 30 ciclos :

$$\tau_{cicl.} = \frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_a} \quad (6.9)$$

Por lo tanto, para un suelo dado a una densidad relativa, D_r , la proporción de tensiones que causan los efectos de licuación in-situ puede estimarse mediante la expresión

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_v}\right)_{l,D_r} \approx \left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma'_v}\right)_{l,50} C_r \frac{D_r}{50} \quad (6.10)$$

donde: τ , es el esfuerzo tangencial que se desarrolla en el plano horizontal, σ'_v , la presión efectiva inicial, C_r , el factor de corrección de los ensayos triaxiales a las condiciones de campo, Fig. 6.9, D_r , Densidad relativa y l , N° de ciclos.

Se han determinado también de acuerdo a

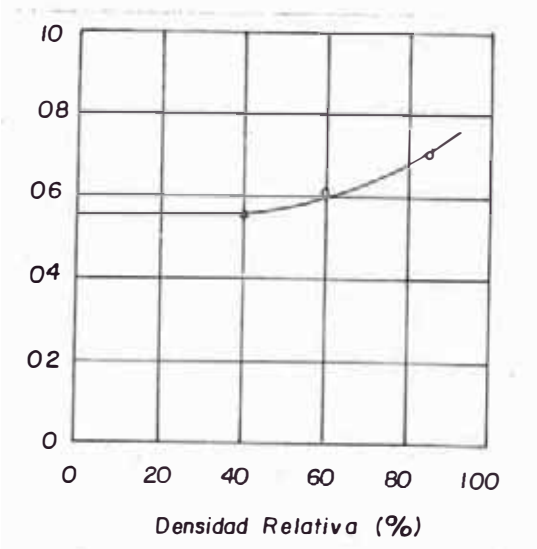


Fig. 6.9— Relación Entre C y La Densidad Relativa.

ensayos en el laboratorio valores representativos de los ciclos de esfuerzo significativos, N_c , que dependen de la duración del movimiento -

vibratorio.

TABLA 6.1

VALORES DE LA MAGNITUD SISMICA Y MAGNITUD DEL SISMO	y	N c. N c.
7		10
7 1/2		20
8		30

Por lo tanto, para evaluar el potencial de licuación de un depósito de arena, se determinará en primer lugar el esfuerzo cortante inducido en cualquier profundidad mediante la Eq. (6.8). Y comparar si efectivamente es suficientemente grande para causar licuación a esa profundidad por medio de la Eq. (6.10).

PROBLEMA DE APLICACION

Determinar el potencial de licuación de un depósito de arena ubicada en la Ciudad de Chimbote, cuyos datos de campo se indica en la Tabla 6.2, cuando está sometido a un sismo de Magnitud $7 \frac{3}{4}$ de la Escala Richter.

DATOS

Sismo de diseño : $7 \frac{3}{4}$ escala Richter
Nivel Freático : 1.40 mt.
Ubicación : Zona 2, Miraflores. Chimbote

TABLA 6.2

DATOS DE CAMPO

Prof.	Estrato	Clasif. (S.U.C.S)	Penet. Pulg.	N° de golpes		D50 mm.	(Tn/m ³)
				N.	N/mt.		
1.0		SM	12	4	13		1.45
1.5	1	ML					1.40
2.0		ML	12	14	46	0.200	
3.0		ML	12	14	46		
3.5	2	SP					1.60
4.0		SP	12	29	95	0.350	
5.0		SP	12	36	118		
6.0		SP	12	35	114	0.350	
7.5		SP	12	8	26		
8.5		SP	12	40	131	0.300	
9.5		SP	12	52	171		
10.0	3	SM					1.57
10.5		SM	12	60	197		
11.0	4	CL					1.50
11.5		CL	12	21	69		
12.0	5	SM					2.10
12.50		SM	8	50	246		
13.50		SM	12	53	174	0.110	
14.0		SP o SM	12	63	207		
15.50		SM	8 1/2	70	324		

RESOLUCION

a) TENSIONES INDUCIDAS EN LA PROFUNDIDAD CRITICA

De la Tabla 6.1, el sismo de diseño, 7 3/4 equi vale a 25 ciclos y para el nivel freático 1.40 mt. la profundidad crítica probable se encuentra a las 6.00 - mt.

De la Fig.6.7 , $r_d = 0.95$ para la profundidad crítica. Reemplazando en la Eq. (6.8)

$$\bar{C}_{prom} = 0.6175 \frac{\gamma h}{g} a_{m\acute{a}x} \quad (1)$$

$$\text{Luego : } \sigma'_o = \sum_{\substack{i=1 \\ j=i}}^{i+j} [\gamma_i h_i + (\gamma_j - 1) h_i] \quad (2)$$

siendo: i, j , número del estrato, $i = j$ cuando el nivel freático se encuentra en el estrato i .

$$\begin{aligned} \sigma'_o &= 1.4 \times 1.45 + 0.1 \times 0.45 + 2.0 \times 0.40 + 2.50 \times 0.60 \\ &= 4.375 \text{ Tn /m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \gamma h &= 1.5 \times 1.45 + 2.0 \times 1.40 + 2.5 \times 1.60 \\ &= 8.975 \text{ Tn /m}^2 \end{aligned}$$

Entonces :

$$\begin{aligned} \left(\frac{\bar{C}}{\sigma'_o} \right)_{prom} &= \frac{0.6175 \times 8.975}{4.375} \left(\frac{a_{m\acute{a}x}}{g} \right) \\ \left(\frac{\bar{C}}{\sigma'_o} \right)_{prom} &= 1.2668 \left(\frac{a_{m\acute{a}x}}{g} \right) \quad (3) \end{aligned}$$

b) TENSIONES TANGENCIALES CICLICAS

Los valores de $(\sigma_{dc} / 2\sigma_a)_{1,50}$ se deducen de los abacos de la Fig. 6.8. Para el tamaño de granos $D_{50} = 0.350$ mm. en la profundidad crítica, cuya clasificación S.U.C.S. es SP , se obtiene :

$$\text{Para 10 ciclos y } 0.350 \text{ mm. } (\sigma_{dc} / 2\sigma_a) = 0.26$$

$$\text{Para 30 ciclos y } 0.350 \text{ mm. } (\sigma_{dc} / 2\sigma_a) = 0.23$$

Entonces, cuando N_c , 25 ciclos y D_{50} mm, = 0.350
 $(\sigma_{dc} / 2\sigma_a) = 0.24$.

Luego, reemplazando en la Eq. (6.10)

$$\left(\frac{C}{\sigma'_o}\right)_{l,Dr} 0.24 \cdot \frac{Dr}{50} \cdot Cr = 0.0048 \cdot Dr \cdot Cr \quad (4)$$

c) POTENCIAL DE LICUACION

Los efectos de licuación ocurren cuando :

$$\left(\frac{C}{\sigma'_o}\right)_{prom} = \left(\frac{C}{\sigma'_o}\right)_{l,Dr} \quad (5)$$

Entonces, igualando los Eqs. (3) y (4) tenemos :

$$1.2668 \left(\frac{a_{m\acute{a}x}}{g}\right) = 0.0048 Dr Cr$$

Despejando : $\left(\frac{a_{m\acute{a}x}}{g}\right) = 0.00379 Dr Cr \quad (6)$

Por otro lado, generalmente presentan la máxima susceptibilidad a los efectos de licuación cuando $N_c = 20$ ciclos y $D_{50} = 0.075$ mm.

Luego, para $N_c = 20$ ciclos y $D_{50} = 0.075$ mm.

$$\left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma'_o}\right) = 0.197$$

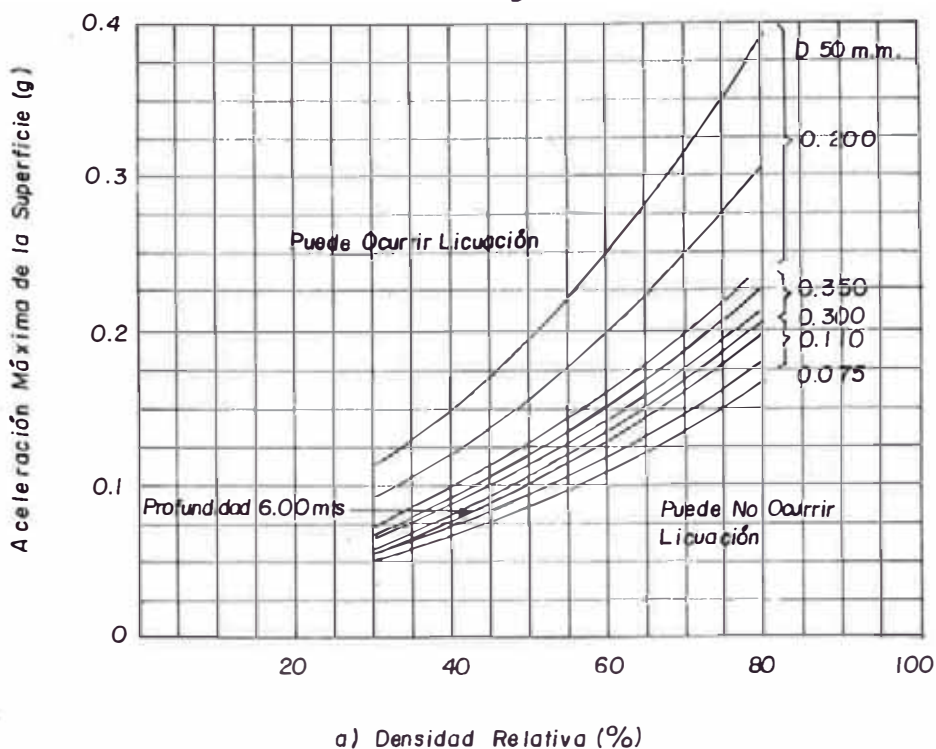
Reemplazando en la Eq. (6.10) :

$$\left(\frac{C}{\sigma'_o}\right)_{l,Dr} \approx 0.197 \cdot \frac{Dr}{50} \cdot Cr = 0.00394 \cdot Dr \cdot Cr \quad (7)$$

Entonces, considerando la condición crítica indicado en la Eq. (5) se tiene : $1.2668 \left(\frac{a_{m\acute{a}x}}{g}\right) = 0.00394 \cdot Dr \cdot Cr$

Despejando $\left(\frac{a_{m\acute{a}x}}{g}\right) = 0.00311 \cdot Dr \cdot Cr \quad (8)$

Por lo tanto, la aceleración de la superficie en las condiciones límites en función de Dr , se indica a continuación :



Dr.	D50 = 0.350 m.m. Cr (Fig. 6.9)	Nc=25 ciclos $a_{ni}/g = 0.00379 \cdot Cr \cdot Dr.$	D50 = 0.075, Nc = 20 cicl $a_{ni}/g = 0.00311 \cdot Dr \cdot Cr$
30	0.55	0.063	0.051
40	0.55	0.083	0.068
50	0.57	0.108	0.089
60	0.60	0.136	0.112
70	0.64	0.170	0.139
80	0.68	0.206	0.169

En la Fig. 6.10 se plantean los valores de las aceleraciones respecto a la densidad relativa, asimismo, se obtienen los límites de la densidad relativa (A y B) en la profundidad crítica.

Aceleración Máxima	Licuación muy probable (A)	Licuación poco probable (B)
0.05 g	23	28
0.10 g	48	56
0.15 g	64	74
0.20 g	79	90

La Dr entre los límites A y B de un estrato se considera como un suelo probable de colapsar por efectos de licuación en función del tipo de suelo e intensidad del sismo.

Este procedimiento de cálculo se efectúa para cada profundidad donde el valor N° (Golp/mt) se ha obtenido en el campo, tal como se indica en la Tabla 6.2, con el objeto de determinar el potencial de licuación.

TABLA 6.3
VALORES DE LA DENSIDAD RELATIVA

i	Prof. (mt)	σ' (Kg/cm ³)	Dr.							
			0.05 g.		0.10 g.		0.15 g.		0.20 g.	
			A	B	A	B	A	B	A	B
1	1.0	0.145	5	28	26	56	40	74	51	90
2	2.0	0.223	10	28	33	56	49	74	51	90
3	3.0	0.268	21	28	42	56	47	74	50	90
4	4.0	0.318	22	28	44	56	60	74	73	90
5	5.0	0.378	23	28	46	56	62	74	77	90
6	6.0	0.438	23	28	48	56	64	74	79	90
7	7.5	0.528	25	28	50	56	67	74	81	90
8	8.5	0.588	23	28	51	56	68	74	80	90
9	9.5	0.648	23	28	51	56	68	74	80	90
10	10.5	0.706	23	28	51	56	68	74	80	90
11	11.5	0.760	23	28	51	56	68	74	80	90
12	12.5	0.840	24	28	54	56	72	74	86	90
13	13.5	0.950	26	28	55	56	73	74	88	90
14	14.0	1.005	23	28	51	56	68	74	80	90
15	15.5	1.170	23	28	51	56	68	74	80	90

Finalmente, con la Dr obtenidas se determina los valores N° Golp/mt mediante los ábacos según Gibbs y Holtz, Fig. 6.11; luego se compara con los valores N° obtenidas en el campo.

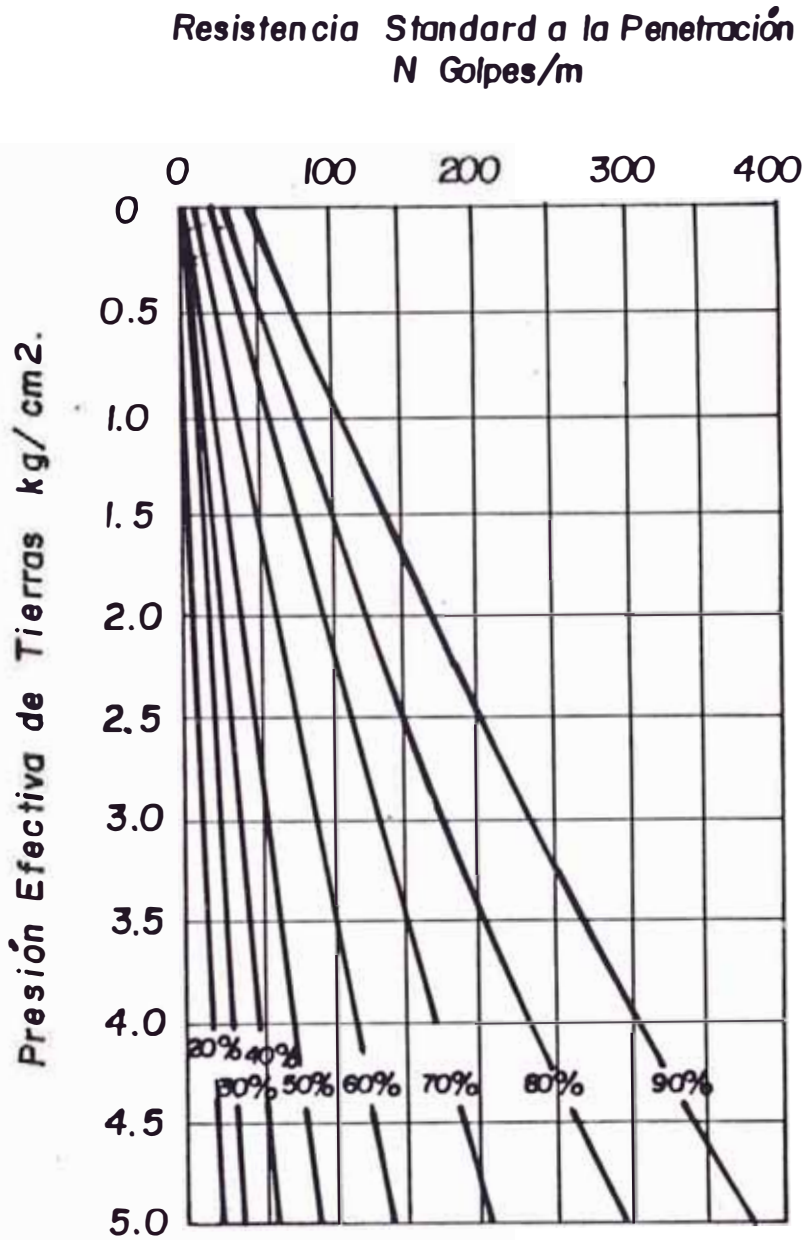


Fig. 6.II _ Relaciones Entre La Resistencia Standard a La Penetración, La Densidad Relativa y Presión Efectiva de Tierras (Segun Gibbs y Holtz)

TABLA 6.4
POTENCIAL DE LICUACION

i	Prof.	NºG01/mt.	Valores de N								Potencial de Licuación			
			0.05g.	0.10g.	0.15g.	0.20g.	0.05g.	0.10g.	0.15g.	0.20g.				
1	1.0	13	0	5	4	15	6	35	9	58	0	△	△	△
2	2.0	46	0	5	6	16	10	38	11	63	0	0	0	△
3	3.0	56	4	5	8	17	10	40	10	65	0	0	0	△
4	4.0	95	4	6	10	18	23	42	41	68	0	0	0	0
5	5.0	118	5	6	11	20	28	44	47	71	0	0	0	0
6	6.0	114	5	7	13	21	32	47	52	75	0	0	0	0
7	7.5	26	6	7	15	23	40	50	59	80	0	0	●	●
8	8.5	131	6	8	17	24	44	52	60	83	0	0	0	0
9	9.5	171	6	8	18	25	46	55	62	86	0	0	0	0
10	10.5	197	6	8	19	27	48	57	65	90	0	0	0	0
11	11.5	69	7	9	20	28	50	59	68	93	0	0	0	△
12	12.5	246	8	9	26	30	59	62	87	97	0	0	0	0
13	13.5	174	9	10	30	32	65	66	98	103	0	0	0	0
14	14.0	207	8	10	25	33	58	69	79	107	0	0	0	0
15	15.5	324	9	11	28	37	63	75	86	116	0	0	0	0

OCURRENCIA DE LICUACION

0 Poco probable de ocurrir

△ Puede o no ocurrir

● Muy probable de ocurrir

Si establecemos la anterior simbología en los resultados de la Tabla 6.4 podemos obtener una visión clara sobre la vulnerabilidad del suelo a la licuación de suelos, Fig. 6.12.

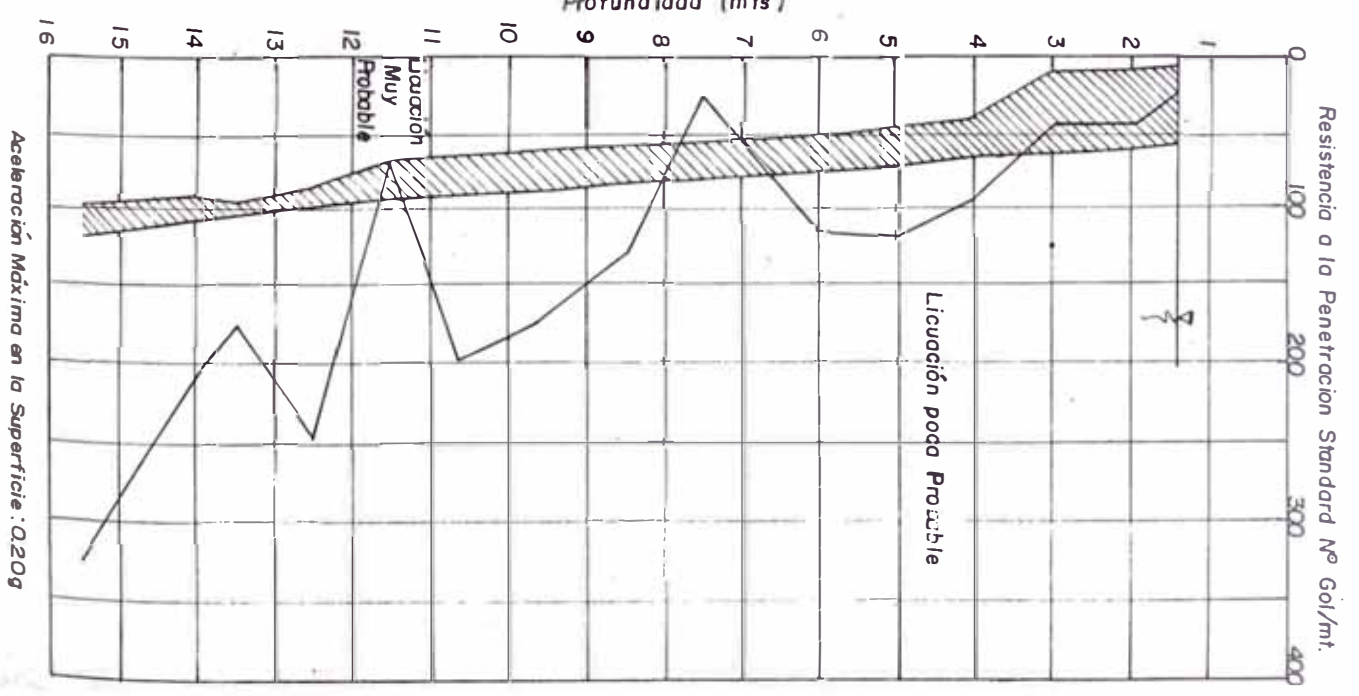
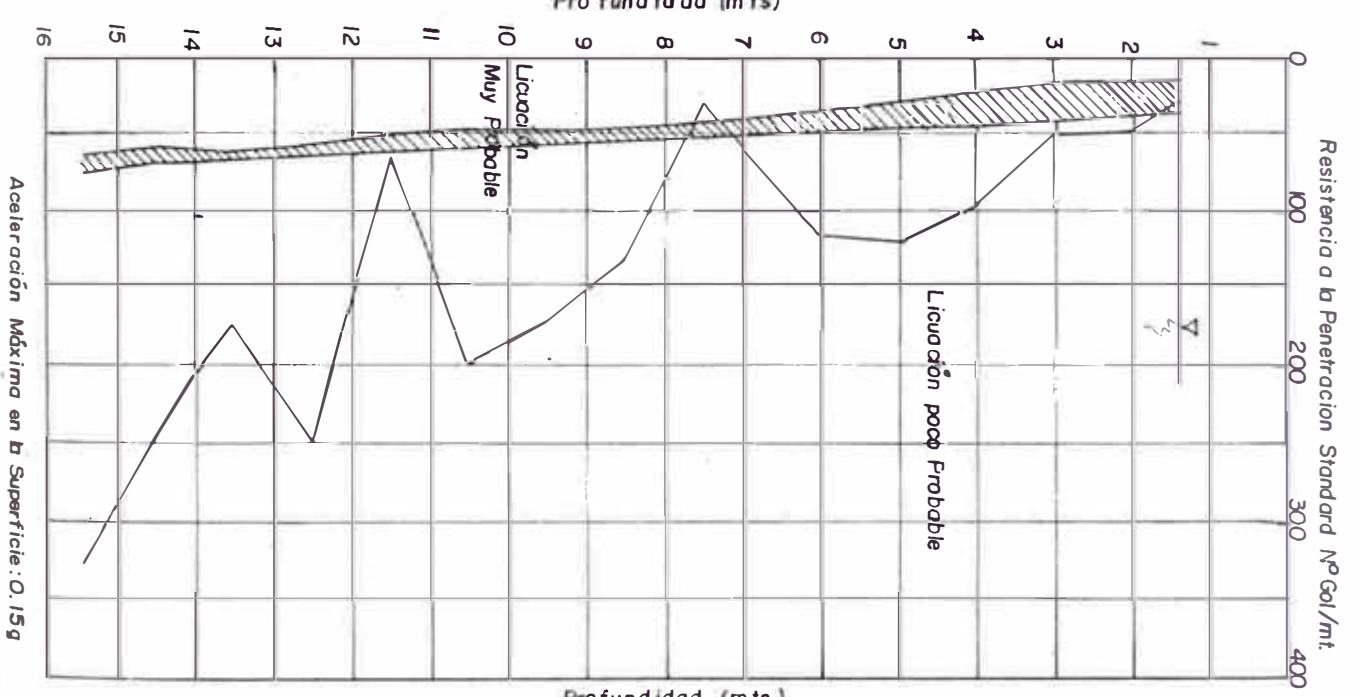
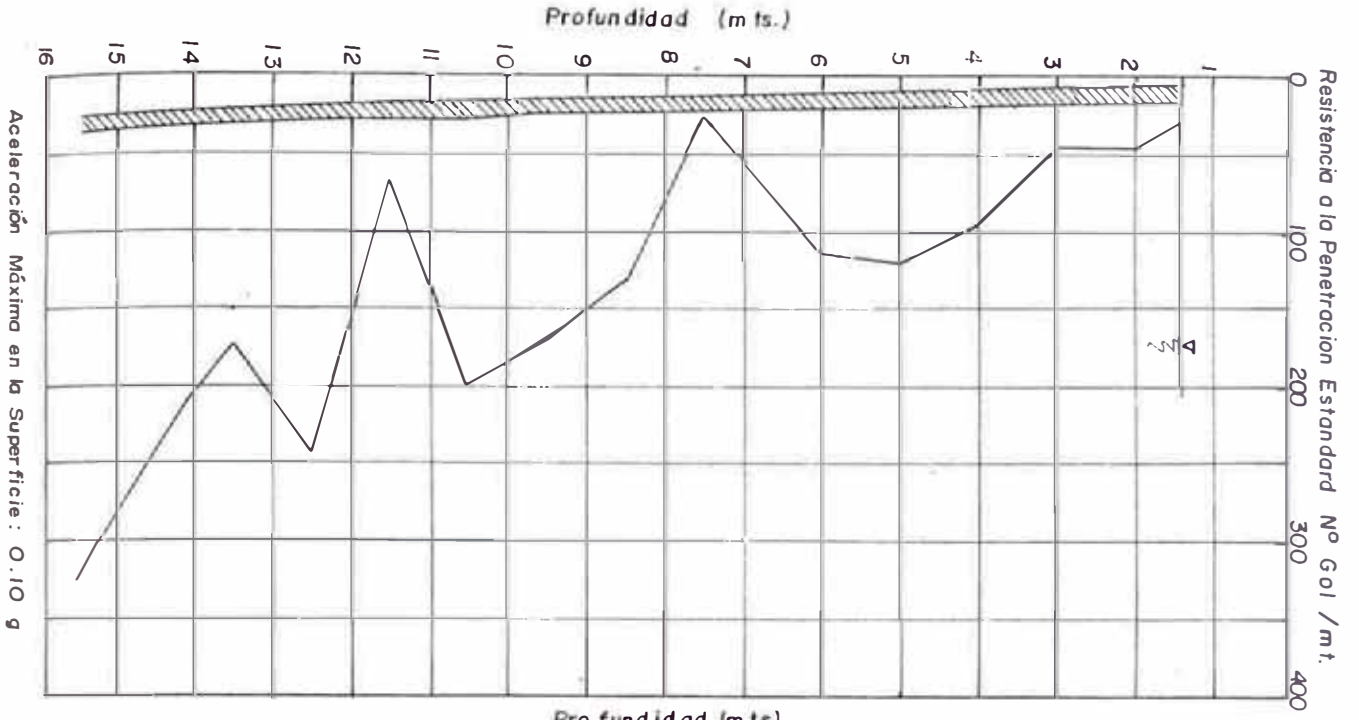


Fig. 6.12 — Potencial de Licuación Con Nivel Frecuico a 1.40 mts. de Profundidad.

6.2.2.3 METODO SIMPLIFICADO, ISHIHARA (45)

En este procedimiento se considera la posibilidad de desarrollar un análisis que predice la probabilidad de licuación o presión de peso residual que se origina por efecto de la intensidad máxima de un sismo, mediante una representación gráfica del esfuerzo cíclico del suelo y el esfuerzo de corte cíclico de un registro sísmico dado.

a) Información Básica.-

- a.1) Propiedades del suelo in-situ.
- a.2) Condiciones de campo, coeficiente de confinamiento K_0 .
- a.3) Acelograma de un movimiento sísmico severo.

b) Presión de Poro Residual.-

Las ondas de corte de una carga irregular después de la ocurrencia del esfuerzo de corte máximo no tiene gran influencia con la presión de poro, asimismo, los factores que influyen en el desarrollo de la presión de poro son las magnitudes de la relación de esfuerzo máximo, $\tau_{\text{máx}}/\sigma'_0$ y las formas de onda después de la ocurrencia del máximo esfuerzo de corte. Entonces,

la presión de poro residual se considera como la máxima presión de poro que se ha alcanzado bajo una carga irregular, u_r .

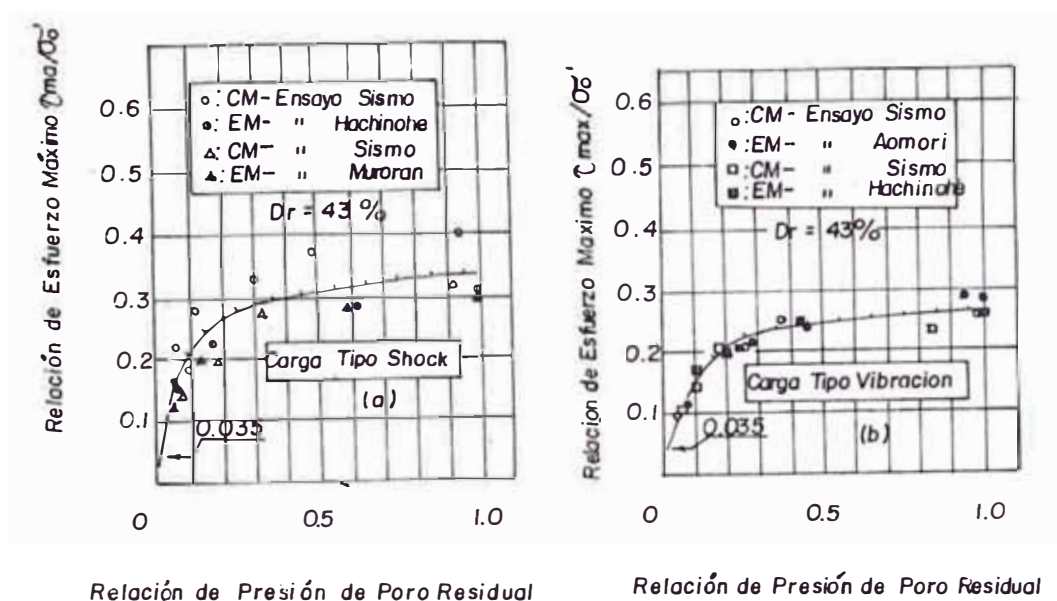


Fig. 6.13 — Relación de Esfuerzo Máximo Vs la Relación de Poro Residual.

En el presente método se determina la relación entre el esfuerzo de corte máximo y la presión de poro residual expresado en términos de relación de esfuerzo máximo, τ_{max}/σ'_0 y la relación de presión de poro residual, u_r/σ'_0 , mediante resultados obtenidos por ensayos dinámicos empleando registros de cargas irregulares (42). En la Fig. 6.13 el ensayo CM se refiere al ensayo triaxial cíclico donde el esfuerzo máximo en el trazo irregular de las cargas axiales se han orientado hacia el lado de la compresión triaxial, y el

ensayo EM se refiere a los ensayos con el trazo irregular de cargas orientadas contrariamente. La curva promedio determinada muestran que la relación de esfuerzo es mayor cuando las cargas son de tipo choque. Estos ensayos permiten obtener datos aproximados de la relación de esfuerzos de corte máximo. Además, se ha determinado un límite inferior en la relación de esfuerzo máximo bajo el cual la presión de poro residual no puede generarse, para una densidad relativa de 43% utilizado en el ensayo, el límite inferior es aproximadamente 0.035.

c) Tipos de Onda en Cargas Irregulares

Estudios preliminares (46), han indicado, que las reacciones de depósitos de arena respecto a la presión de poro bajo condiciones de

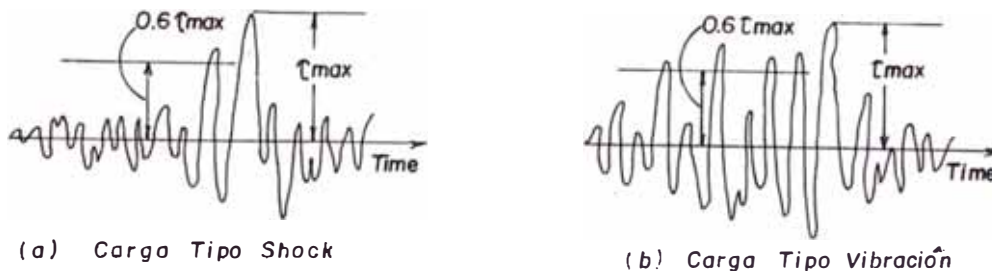


Fig. 6.14— Clasificación de Formas de Onda en Cargas Irregulares.

cargas aleatorias no puede apreciarse fácilmente, a pesar de que los registros de cargas sean muy detalladas, pero dichas reacciones pueden clasi-

ficarse dentro de dos grupos de acuerdo a que si el patrón de carga tenga una forma similar a la amplitud constante o a una forma similar al impulso singular.

En este caso se emplea una descripción práctica, ilustrada en la Fig. 6.14 para clasificar un registro de esfuerzo de corte dados dentro de una carga tipo vibración o tipo shock. Considerando solamente las ordenadas positivas en dichos registros.

c.1) Si en el registro de esfuerzos de corte precede al esfuerzo de corte máximo solamente uno o dos picos los cuales la amplitud supera al 60% del máximo, la forma de onda se definirá del tipo de shock.

c.2) Si precede al esfuerzo de corte máximo más de 3 picos cuyas amplitudes supera al 60% del máximo, la forma de onda se definirá tipo vibratorio.

d) Potencial de Licuación bajo cargas uniformes e irregulares.-

También se ha determinado la relación de esfuerzos de corte máximo, $\tau_{máx,t} / \sigma_c$ necesario -

para causar efectos de licuación en especificaciones cuya densidad relativa se acerca a 55% para los dos tipos de forma de ondas. Estos esfuerzos se consideran para representar los esfuerzos dinámicos bajo las condiciones de cargas irregulares. La relación de esfuerzos, τ_{dl} / σ'_v , requerido para inducir los efectos de licuación bajo 20 ciclos serán seleccionadas como representativas por los esfuerzos dinámicos bajo condiciones de cargas uniformes.

Para evaluar los efectos aleatorios de las formas de ondas sobre el potencial de licuación se comparan la relación de esfuerzos, $\tau_{máx,l} / \sigma'_v$ bajo cargas irregulares con la relación de esfuerzos, τ_{dl} / σ'_v bajo 20 ciclos de carga uniforme del laboratorio. Entonces, la relación $\tau_{dl} / \tau_{máx,l}$ se determinará en cada forma de onda indicado en la Tabla 6.5; dicha relación se denomina Factor de Reducción, Rf.

TABLA 6.5

FACTOR DE REDUCCION PARA CADA TIPO DE ONDA

Tipo de onda	Lugar	Componente sísmico	Máxima acel.(gals)	Rf. Medido	Promedio
Shock	Niigata	NS	155	0.54	0.55
		EW	159	0.53	
	Muroran	NS	95	0.63	
	Hachinohe	NS	235	0.50	
	Aamori	NS	56	0.71	
Vibración	Hachinohe	EW	86	0.71	0.70
		EM	30	0.68	

e) Coeficiente de la Presión de Confinamiento Inicial

La relación de esfuerzos cíclicos que causa licuación en una muestra consolidada isotrópica - mente, $(\bar{\sigma}_1 / \sigma'_v)_1$, se relaciona con la proporción de esfuerzos cíclicos bajo una consolidación

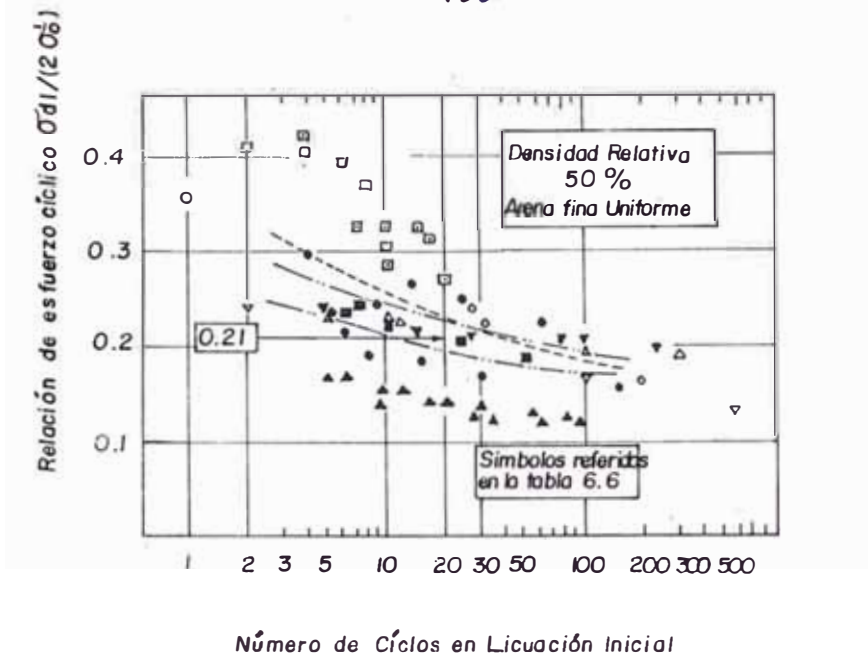
Tabla 6.6 Características de Arenas Finas Limpias Ensayadas en Aparatos Triaxial Cíclicos.

Arenas de	Graduación		Indice de Huecos		Referencias	Símbolos
	D ₅₀ *	U _c **	e _{max}	e _{min}		
Sacramento	0.20 (msn)	5.00	1.03	0.61	Seed - Lee (1966)	⊙
Monterey	0.63	1.10	0.83	0.53	Peacock - Seed (1968)	△
Ottawa	0.40	2.00	0.82	0.50	Finn et al (1971)	▽
Toyoura	0.17	1.44	0.96	0.64	Shibata Yukitomo (1970)	⊠
Toyoura	0.20	1.65	0.99	0.61	Ogawa et al (1969)	●
Toyoura	0.17	1.44	0.99	0.61	Ishihara Watanabe (1976)	▽
Niigata	0.50	1.90	1.01	0.59	Yoshimi Ohoko (1972)	-----
Niigata	0.23	2.34	0.99	0.56	Ishihara Watanabe (1976)	■
Ohgishima	0.28	1.94	0.85	0.58	Saito et al (1974)	▲
Senjyu	0.28	1.8	—	—	Kuribayashi et al (1976)	-----
Bahia de Tokio	0.15	3.0	—	—	Kuribayashi et al (1976)	-----

* Tamaño de Grano Correspondiente al 50% Retenido en Peso

* * Coeficiente de Uniformidad

anisotrópica, $(\bar{\sigma}_1 / \sigma'_v)_A$, de la siguiente manera:



6.15_ Resultado de Ensayos Triaxial Cíclicos

$$\left(\frac{\tau_1}{\sigma'_v}\right)_A = \frac{1 + 2K_0}{3} \left(\frac{\tau_1}{\sigma'_v}\right)_i \quad (6.11)$$

donde: σ'_v , es el esfuerzo efectivo vertical y τ_1 la amplitud de los esfuerzos de corte cíclico.

Ⓕ) Esfuerzos Triaxial Cíclico

En la Fig. 6.15, muestra los resultados de los ensayos triaxial cíclicos sobre muestras de arena saturada indicado en la Tabla 6.6. Aunque los resultados son dispersos el promedio de los esfuerzos cíclicos requerido para inducir licuación inicial en 20 ciclos puede deducirse de la Fig. 6.15 aproximadamente 0.21 para una densidad relativa de 50%. Este valor se considerará como un esfuerzo cíclico estandar para arenas limpias uniformes ensayados mediante aparatos triaxial - cíclico. En base a esta asunción de proporcionalidad.

entre esfuerzos que causan licuación y la densidad relativa, D_r , puede deducirse la siguiente ecuación empírica :

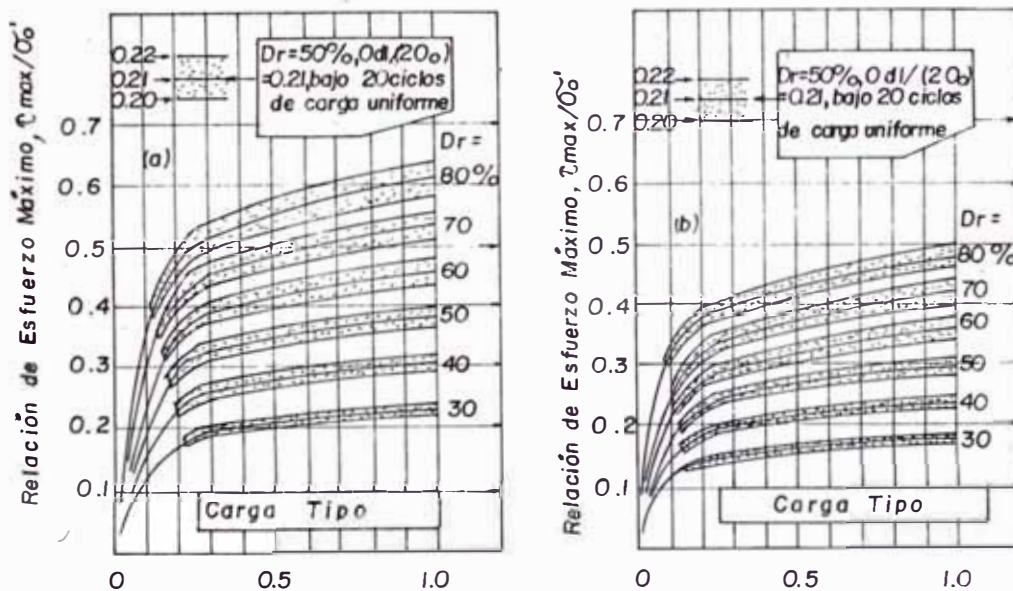
$$\bar{\sigma}_{dl} / (2\sigma'_0) = 0.0042 \cdot D_r \quad (6.12)$$

donde : $\bar{\sigma}_{dl}$, es la amplitud del esfuerzo axial cíclico requerido para causar licuación inicial bajo 20 ciclos y σ'_0 es la presión de confinamiento inicial. Por tanto se deduce la siguiente Tabla 6.7.

TABLA 6.7

RELACION DE ESFUERZO MAXIMO PARA ARENAS FINAS UNIFORMES

Forma de Onda	Tipo Shock	Tipo vibración
$\frac{\bar{\sigma}_{\max, l}}{\sigma'_0}$	0.00764.Dr	0.0060 . Dr



Relación de presión de poro Residual, U_r/σ'_0 Relación de presión de poro Residual, U_r/σ'_0

Fig. 6.16 — Curvas Estandar Para Arenas Finas Uniformes.

Entonces, para diferentes densidades se puede establecer los siguientes ábacos, Fig. 6.16, en términos de -

relación de esfuerzos de consolidación isotrópico.

g) Determinación de la Relación del Esfuerzo máximo inducido por sismos.-

En este caso se emplea una fórmula similar a la Ec. (6.5) en el cual se determinará el esfuerzo de corte máximo a una profundidad, Z,

$$\hat{c}_{\text{máx}} = \frac{a_{\text{máx}}}{g} \cdot r_d \cdot f(Z, H, \gamma, \gamma_{\text{sat}}) \quad (6.13)$$

donde: $a_{\text{máx}}$, es la aceleración máxima del suelo, γ y γ_{sat} pesos unitarios del suelo encima y bajo el nivel freático respectivamente y H es la profundidad del nivel freático. El factor de reducción r_d indica la razón de incremento en el esfuerzo de corte respecto a la profundidad y está representada por la siguiente relación:

$$r_d = \frac{\hat{c}}{u_0 w_0^2 Z \rho} = \frac{\text{sen}(\pi Z / 2h)}{\pi Z / 2h} \quad (6.14)$$

Siendo: \hat{c} , esfuerzo de corte horizontal, u desplazamiento horizontal en la superficie del suelo, w frecuencia angular, ρ peso unitario y Z profundidad. Si consideramos un depósito de suelo homogéneo el esfuerzo efectivo vertical, σ'_v a una profundidad Z está dado por :

$$\sigma'_v = \gamma H + \gamma'(Z - H) \quad (6.15)$$

Siendo : $\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$

Si dividimos las Ecs. (6.13) entre (6.15) entonces resultaría la siguiente relación:

$$\frac{\tau_{\max}}{\sigma'_v} = \frac{a_{\max}}{g} \cdot r_d \cdot h\left(\frac{Z}{H}\right) \quad (6.16)$$

donde:

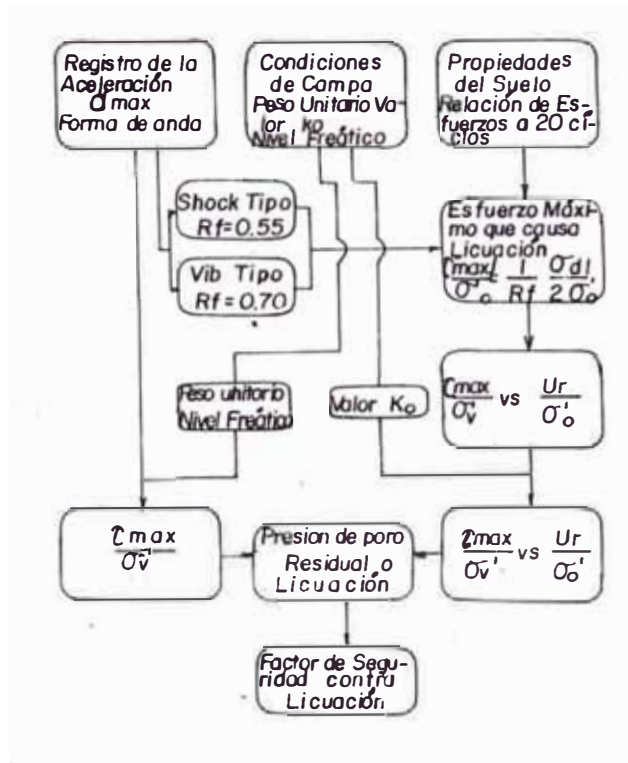


Fig. 6.17 - Diagrama de Flujo Para Evaluar la Presión de Poro Residual y Factores De Seguridad Contra Licuación de Suelos.

donde:

$$h\left(\frac{Z}{H}\right) = 1 + \frac{\gamma_w(Z-H)}{\gamma H} \quad (6.17)$$

Por consiguiente, es posible determinar el valor de τ_{\max} / σ'_v que puede inducir un movimiento sísmico.

h) Determinación de la Presión de Poro Residual y Potencial de Licuación

El procedimiento que debe seguir para el presente caso se muestra en la Fig. 6.17 concluyéndose

finalmente con el factor de seguridad F_1 está dada por la siguiente relación:

$$F_1 = \frac{C_{m\acute{a}x,l}/\sigma'_v}{C_{m\acute{a}x}/\sigma'_v} \quad (6.18)$$

Es decir, la relación entre el esfuerzo máximo calculado y el esfuerzo máximo inducido por el porcentaje de la presión de poros dividido por el esfuerzo máximo debido al sismo.

PROBLEMA DE APLICACION

Determinar el factor de seguridad contra los efectos de licuación de un depósito ubicado en Chimbote, cuyos datos de ampo se indica en la Tabla 6.2. Considerar $K_0 = 0.5$ en toda la profundidad, el nivel freático a una profundidad de 1.40 mt. con $\sigma'_{m\acute{a}x}/g = 0.12$ (aceleración máxima del sismo del 31/05/70)

Determinación del tipo de onda del sismo de diseño

En la Fig. 6.18 se puede apreciar el acelograma

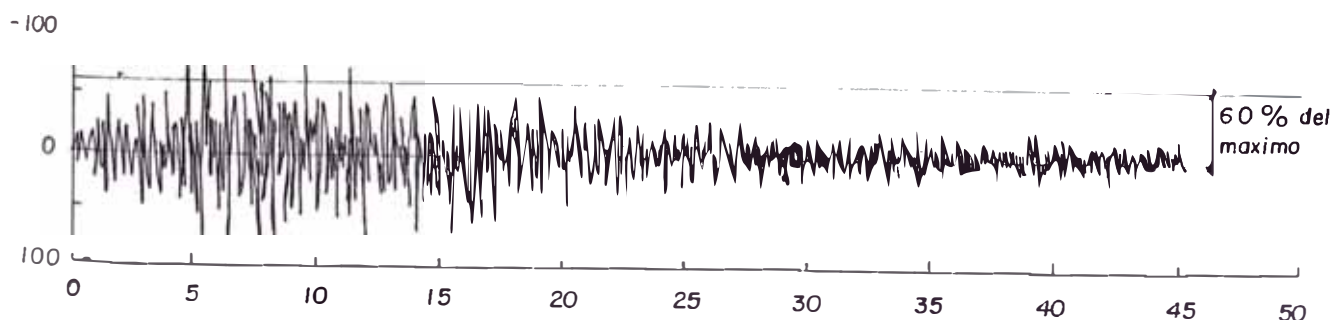


Fig. 6.18— Acelograma del Terremoto del 31/05/70

del terremoto del 31 de Mayo de 1970 con una aceleración máxima de 97.75 cm/seg^2 a las 4.95 seg. iniciada

el movimiento telúrico. Considerando el 60% de la amplitud máxima ningún pico de la aceleración que prece - de al valor máximo no supera los 60%, por consiguiente se caracteriza a este tipo de onda como del tipo Shock. Por tanto de la Tabla 6.4, $R_f = 0.55$, entonces :

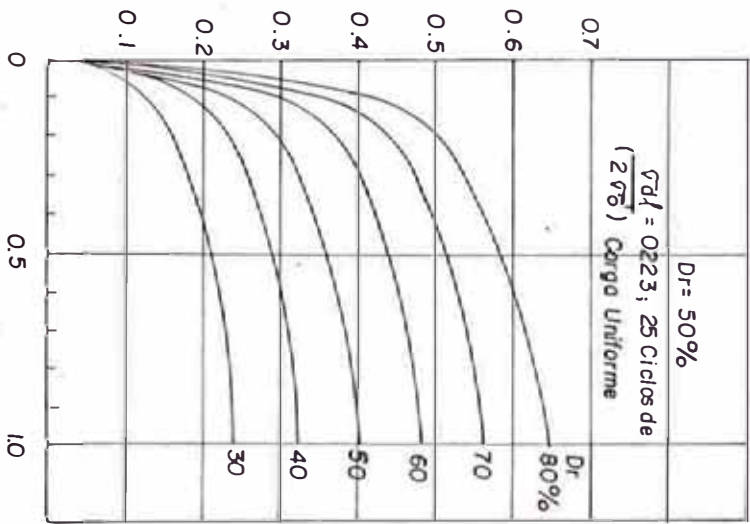
$$\frac{\tau_{m\acute{a}x,l}}{\sigma'_0} = \frac{1}{R_f} \left(\frac{\sigma_{dl}}{2\sigma'_0} \right) D_r \quad (1)$$

$$= \frac{1}{275} \left(\frac{\sigma_{dl}}{2\sigma'_0} \right) D_r \quad (2)$$

donde: $\tau_{m\acute{a}x,l}/\sigma'_0$, relación de esfuerzos de corte - máximo necesario para causar licuación de suelos, R_f , factor de reducción por efectos del tipo de carga, $(\sigma_{dl}/2\sigma'_0)$ relación de esfuerzo del laboratorio y D_r , densidad relativa. .

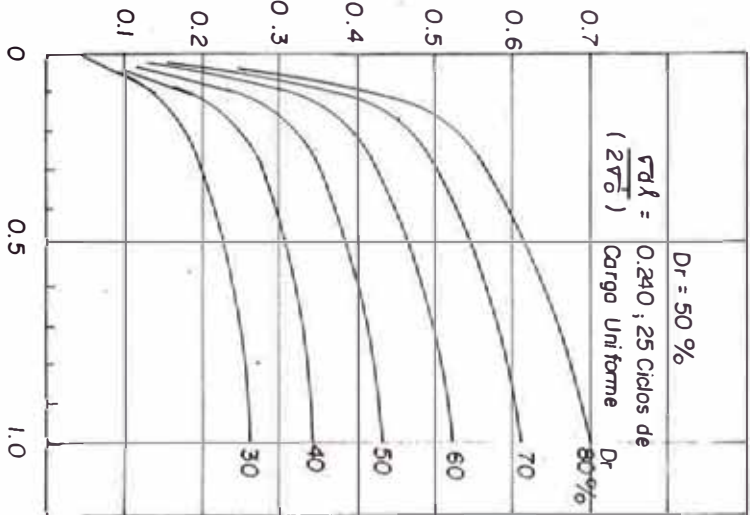
De acuerdo a los datos de campo se determinan $(\sigma_{dl}/2\sigma'_0)$ mediante los ábacos de la Fig. 6.13 para - que posteriormente se determina el valor $\tau_{m\acute{a}x,l}/\sigma'_0$ para cada D_r de la Ec (2), Con estos resultados se gra - fican los ábacos de la Fig. 6.19 para poder determinar la relación de presión de poro residual.

RELACION DE ESFUERZO MAXIMO, $\zeta_{\text{máx}}/\sigma'_0$



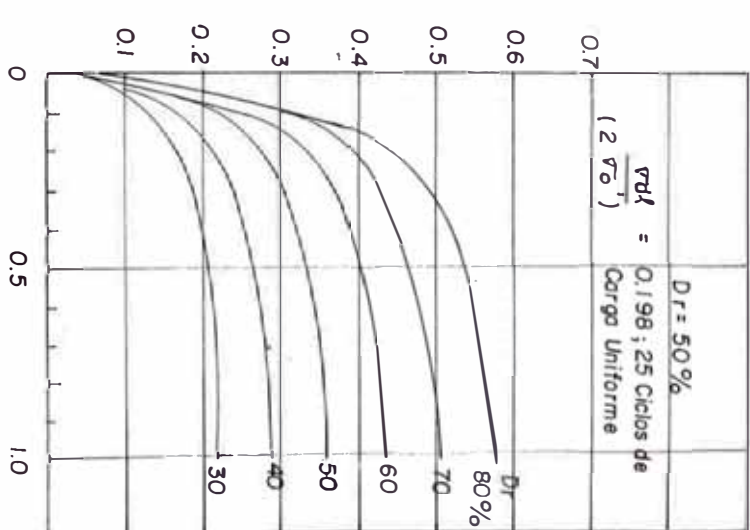
RELACION DE PRESION DE PORO RESIDUAL μ_r/σ'_0

RELACION DE ESFUERZO MAXIMO $\zeta_{\text{máx}}/\sigma'_0$



RELACION DE PRESION DE PORO RESIDUAL μ_r/σ'_0

RELACION DE ESFUERZO MAXIMO $\zeta_{\text{máx}}/\sigma'_0$



RELACION DE PRESION DE PORO RESIDUAL μ_r/σ'_0

6.19 - $\zeta_{\text{máx}}/\sigma'_0$ vs μ_r/σ'_0 De Acuerdo a la Relación de Esfuerzo Cíclico $\sigma'_{d2}/(2\sigma'_0)$

TABLA 6.8.1
VALORES DE K.

i	Prof. (mt)	$\left(\frac{\sigma_{d1}}{2\sigma'_0}\right)_{25 \text{ ciclos}}$	$K = \frac{1}{27.5} \left(\frac{\sigma_{d1}}{2\sigma'_0}\right)$
1	1.0	0.223	0.00811
2	2.0	0.223	0.00811
3	3.0	0.223	0.00811
4	4.0	0.240	0.00873
5	5.0	0.240	0.00873
6	6.0	0.240	0.00873
7	7.5	0.240	0.00873
8	8.5	0.235	0.00855
9	9.5	0.235	0.00855
10	10.5	0.235	0.00855
11	11.5	0.235	0.00855
12	12.5	0.198	0.00720
13	13.5	0.198	0.00720
14	14.0	0.198	0.00720
15	15.5	0.198	0.00720

TABLA 6.8.2

VALORES DE $\tau_{\text{máx}} / \sigma'_0$ para $(\sigma_{d1} / 2\sigma'_0) = 0.223$

μ_r / σ'_0	D _r 30	40	50	60	70	80	Dif.	%
0.0	0.035	0.035	0.035	0.035	0.035	0.035		
0.1	0.121	0.168	0.216	0.264	0.312	0.360	0.048	63
0.2	0.178	0.237	0.299	0.361	0.423	0.485	0.062	81
0.3	0.199	0.260	0.325	0.390	0.455	0.520	0.065	86
0.4	0.206	0.269	0.338	0.407	0.476	0.545	0.069	91
0.5	0.215	0.277	0.346	0.415	0.484	0.553	0.069	91
0.6	0.220	0.282	0.352	0.422	0.492	0.562	0.070	92
0.7	0.228	0.291	0.364	0.437	0.510	0.583	0.073	96
0.8	0.235	0.298	0.371	0.444	0.517	0.590	0.073	96
0.9	0.241	0.303	0.378	0.453	0.528	0.603	0.075	99
1.0	0.243	0.305	0.381	0.457	0.533	0.609	0.076	100

De la Ec. 6.16 se tiene :

$$\frac{C_{m\acute{a}x}}{\sigma'_v} = \frac{a_{m\acute{a}x}}{g} r_d \cdot h\left(\frac{z}{H}\right) \quad (3)$$

siendo : $r_d = \frac{\text{sen}(\pi z/2h)}{\pi z/2h}$ h profundidad de la roca basal
 z profundidad

$$h\left(\frac{z}{H}\right) = \sum_{\substack{i=1 \\ j=i}}^{i+j} \frac{[\delta_i z_i + (\delta_j - 1) z_j]}{\sigma'_v}$$

σ'_v = esfuerzo efectivo vertical

$\delta_{i,j}$ = peso unitario del estrato i,j de espesor Z

Además:

$$\frac{C_{m\acute{a}x}}{\sigma'_v} = \frac{(1 + 2 K_o)}{3} \frac{C_{m\acute{a}x}}{\sigma'_o} \quad (4)$$

TABLA 6.9

DETERMINACION DE $C_{m\acute{a}x}/\sigma'_o = 3 C_{m\acute{a}x}/2\sigma'_v$

i	Prot. (mt.)	r_d	σ'_o	γh	ACELERACION			
					0.10	0.15	0.20	0.25
1	1.0	0.998	1.450	1.450	0.150	0.225	0.299	0.374
2	2.0	0.996	2.275	2.875	0.189	0.283	0.378	0.472
3	3.0	0.991	2.675	4.275	0.238	0.356	0.475	0.594
4	4.0	0.984	3.175	5.775	0.269	0.403	0.537	0.671
5	5.0	0.974	3.775	7.375	0.286	0.428	0.571	0.714
6	6.0	0.963	4.375	8.975	0.296	0.445	0.593	0.741
7	7.5	0.943	5.275	11.375	0.305	0.458	0.610	0.763
8	8.5	0.922	5.815	12.975	0.307	0.461	0.614	0.768
9	9.5	0.910	6.475	14.575	0.307	0.461	0.614	0.768
10	10.5	0.890	7.060	16.160	0.306	0.458	0.611	0.764
11	11.5	0.869	7.595	17.695	0.304	0.456	0.608	0.760
12	12.5	0.847	8.395	19.495	0.295	0.443	0.591	0.714
13	13.5	0.823	9.495	21.595	0.281	0.421	0.562	0.702
14	14.0	0.810	10.048	22.645	0.274	0.411	0.548	0.685
15	15.5	0.771	11.695	25.795	0.255	0.383	0.510	0.638

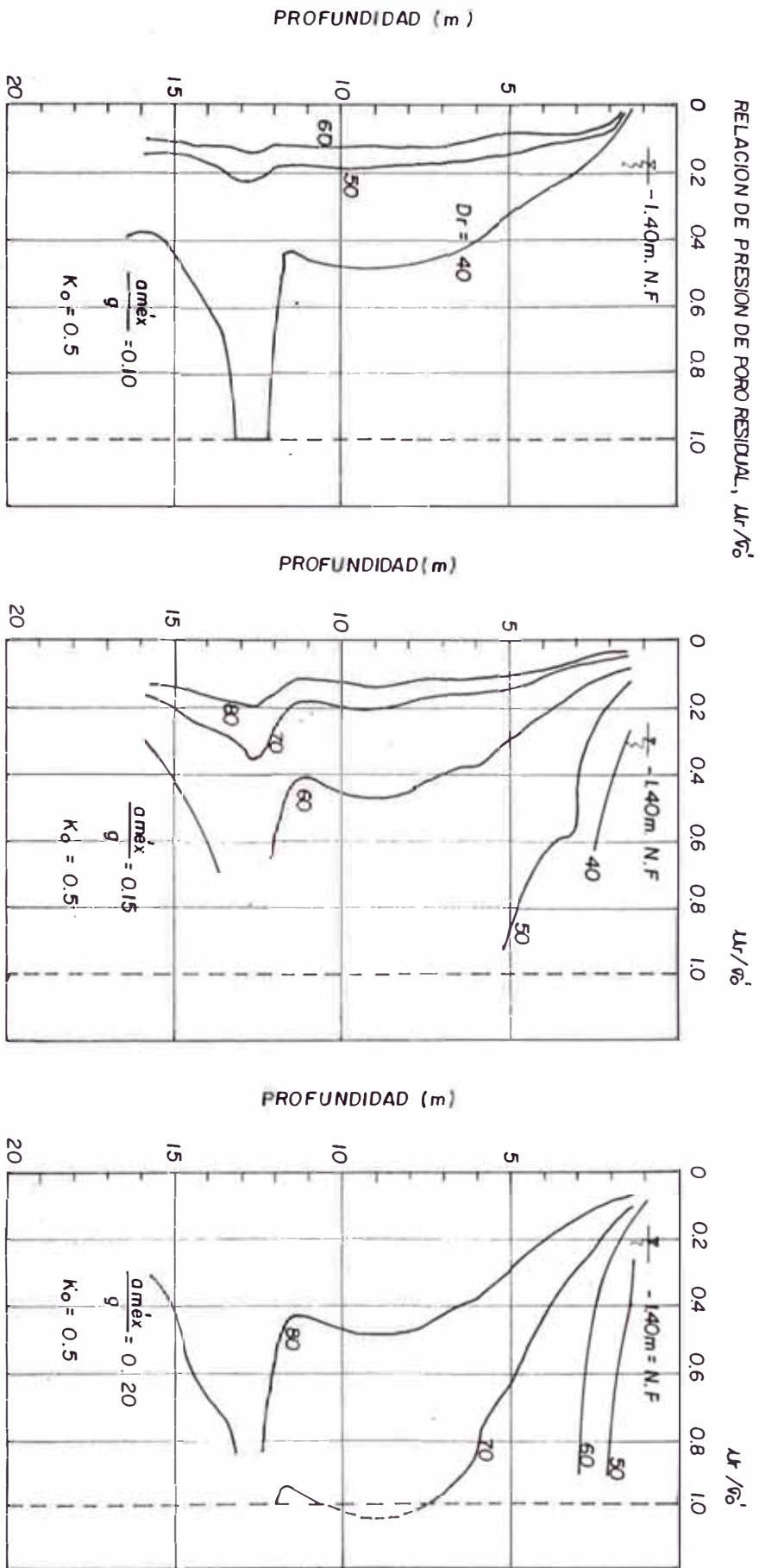


Fig. 6.20 - Distribución de la Presion Residual Considerando la Densidad Relativa Constante

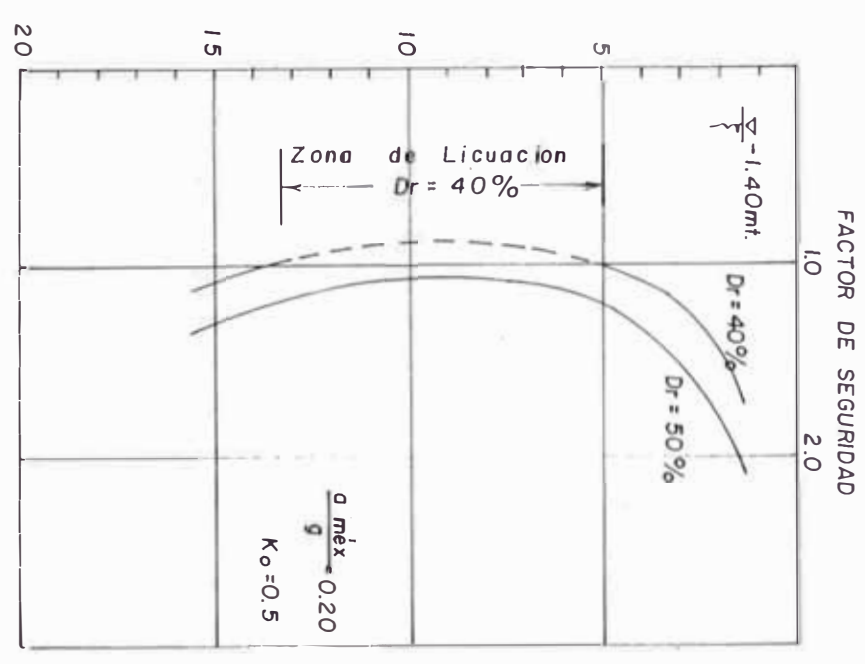
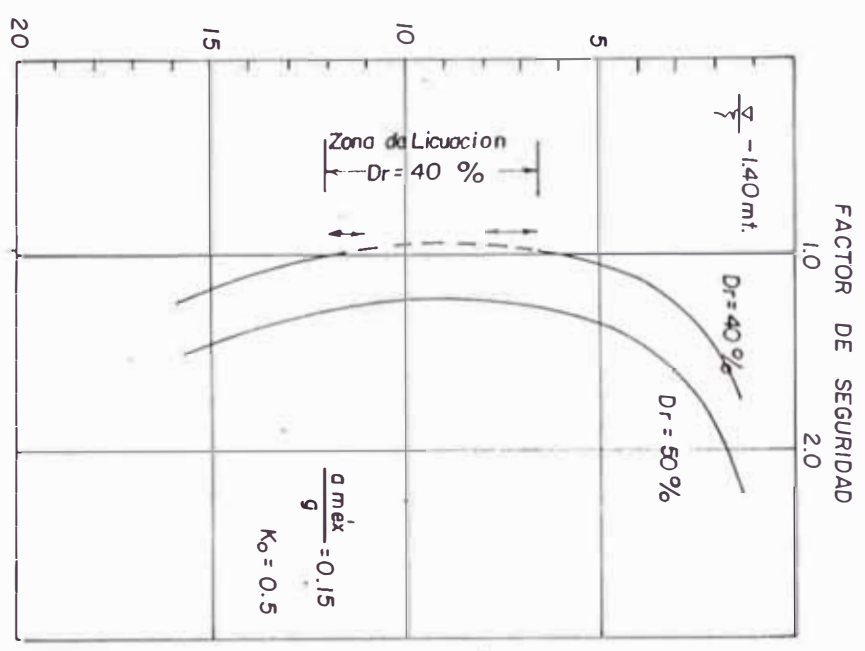
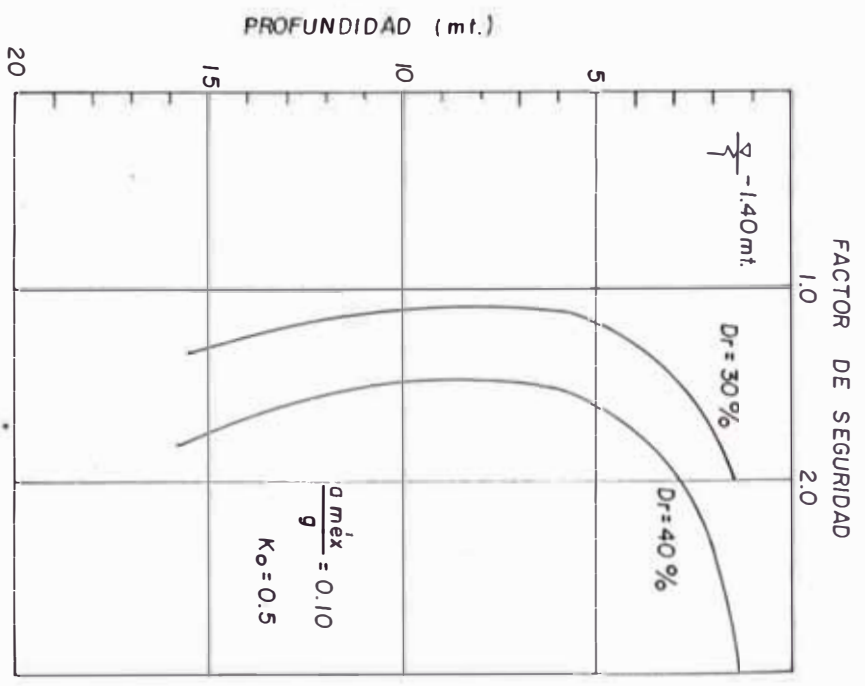


Fig. 6.21 - Distribución del Factor de Seguridad Contra los Efectos de Licuación de Suelos

Mediante el ábaco de la Fig. 6.19, en el cual se graficaron los valores de $\tau_{\text{máx}}/\sigma'_v$ vs u_r/σ'_v de acuerdo a la relación de esfuerzo cíclico 0.223, 0.240, 0.198, se han obtenido la distribución de la presión residual considerando la densidad relativa constante, Fig. 6.20. Con el fin de apreciar la variación de la presión de poro residual respecto a la profundidad para diferentes niveles de movimiento.

Cuando la densidad relativa del depósito saturado equivale a 50%, u_r/σ'_v se incrementará a medida que la intensidad de la aceleración superficial aumenta. Esta tendencia varía subitamente en la zona donde los efectos de licuación es inminente. También puede interpretarse los resultados de este procedimiento en términos del factor de seguridad descrito en la Eq. 6.18. La Fig. 6.21 presenta el lugar geométrico de la distribución del factor de seguridad contra los efectos de licuación de suelo para diferentes valores de la intensidad sísmica. Cuando el nivel de movimiento superficial alcanza a un valor relativo de 0.20 g., los efectos de licuación se evidencia entre los 5 y 13 mt. de profundidad y cuando la densidad relativa equivale al 40%.

6.2.2.4 APLICACION DE LAS NORMAS DE REGULACION SISMICA PARA ESTRUCTURAS DEL JAPON (66)

A continuación se transcribe los items 3.7, 4.2 y 4.3 correspondientes a los parámetros de suelos que son reducidos de acuerdo al Diseño Sismo Resistente de las Normas de Regulación Sísmica para Estructuras del Japón.

3.7 Estratos de suelos cuyos parámetros de suelos son reducidos en el Diseño Sismo Resistente.

3.7.1 Estratos de arena vulnerables a la licuación

(1) Estratos de arena que requieren verificación por efectos de licuación.

En depósitos aluviales superior a los 20 mt. de profundidad con el nivel freático dentro de los 10 mts. de profundidad y el tamaño de granos, valor D50, en la curva de acumulación entre 0.02 y 2.00 mm., el potencial de licuación durante el sismo debe verificarse de acuerdo al item (2).

(2) Evaluación de Licuación de Suelos.

Para los estratos de suelo que ne -

cesitan verificarse por licuación deberá evaluarse en términos del factor de resistencia a los efectos de licuación, factor F_L , definidos mediante la ecuación (3.7.1). Los estratos de suelos que tienen el factor de resistencia a la licuación F_L menor que 1.0 sufriran los efectos de licuación durante un sismo, y el tratamiento para estos estratos en el diseño sismo-resistente estarán fundamentados sobre los requisitos de la sub-sección 3.7.3.

$$F_L = \frac{R}{L} \quad (3.7.1)$$

$$R = R_1 + R_2 \quad (3.7.2)$$

$$L = r_d \cdot K_s \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \quad (3.7.3)$$

$$r_d = 1.0 - 0.015x \quad (3.7.4)$$

$$K_s = V_1 \cdot V_2 \cdot V_3 \cdot K_{s0} \quad (3.7.5)$$

$$\sigma_v = [\gamma_1 h_w + \gamma_2 (x - h_w)] / 10 \quad (3.7.6)$$

$$\sigma'_v = [\gamma_1 h_w + \gamma'_2 (x - h_w)] / 10 \quad (3.7.7)$$

donde:

F_L : Factor de resistencia a la licuación.

- R : Resistencia de especímenes de suelo a cargas dinámicas.
- L : Cargas dinámicas de elementos de suelo inducido por el sismo.
- r_d : Factor de reducción de los esfuerzos de corte durante un sismo respecto a la profundidad.
- K_s : Coeficiente sísmico horizontal de diseño para determinar los efectos de licuación.
- σ_v : Presión de sobrecarga total (Kg/cm^2)
- σ'_v : Presión de sobrecarga efectiva (Kg/cm^2)
- R_1 : Primer término de resistencia del elemento de suelo a cargas dinámicas representado en función del valor N y presión de sobrecarga efectiva. El valor R_1 se obtiene mediante los ábacos de la Fig. 3.7.1
- R_2 : Segundo término de resistencia del elemento de suelo a cargas dinámicas representadas en función del tamaño de granos, valor D_{50} . El valor de R_2 se muestra en la Fig. 3.7.2.

- x : Profundidad (mt)
- V_1 : Factor de la zona sísmica proporcionado en la Secc. 4.3
- V_2 : Factor de las condiciones del terreno proporcionado en la Secc. 4.3.
- V_3 : Factor de importancia proporcionado en la Secc. 4.3.
- K_{50} : Coeficiente sísmico normal - horizontal de diseño para determinar los efectos de licuación. (0.15).
- δ_{t1} : Peso unitario del suelo encima del nivel freático (t/m^3), para suelos arenosos estará dentro 1.6 y 1.8 t/m^3 .
- δ_{t2} : Peso unitario del suelo debajo del nivel freático (t/m^3), para suelos arenosos estará entre 1.8 y 2.0 t/m^3 .
- δ'_{t2} : Peso unitario efectivo del suelo debajo del nivel freático (t/m^3), para arenas limosas estará entre 0.8 y 1.0 t/m^3 .
- h_w : Profundidad del nivel freático (m).

3.7.2 Estratos de suelos muy sueltos y estratos limosos.

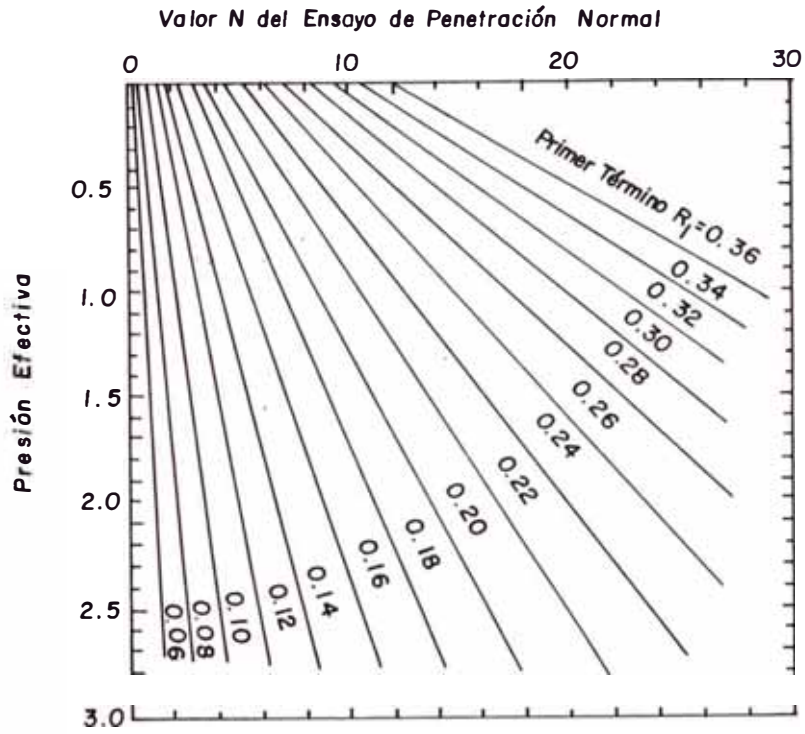


FIG. 3.7.1 Valor R1 (Primer Término de Resistencia R)

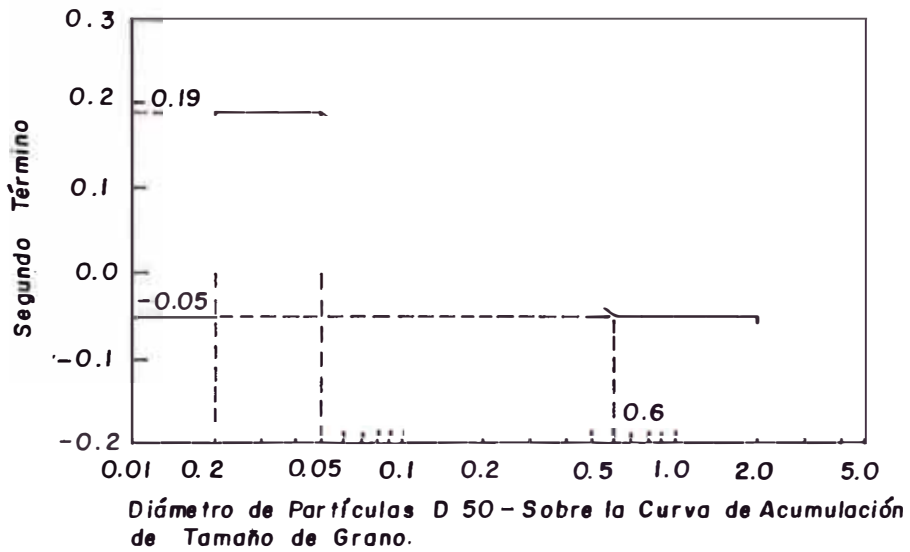


FIG. 3.7.2 Valor R2 (Segundo Término de Resistencia R)

Los estratos de suelos cohesivos muy sueltos y limosos cuyos valores están dentro de los 3 mts. de profundidad y con el esfuerzo de compresión estimado para ensayos de compresión no confinado o ensayos de campo, menores que 0.2 kg/cm^2 , se definirá en el diseño sismo-resistente como estratos de suelo muy suelto de acuerdo a los requisitos de la subsección 3.7.3.

3.7.3 Estratos de suelos cuyos parámetros de suelos son reducidos y sus tratamientos.

(1) Los parámetros de suelos arenosos que fueron clasificados como susceptibles a licuarse mediante el análisis de la sub-sección 3.7.1 será reducido de acuerdo a los valores del factor de resistencia a los efectos de licuación F_L en el diseño sismo-resistente.

Los parámetros de suelos serán determinados multiplicando los parámetros de suelos originados por el factor de reducción D_E mostrado en la Tabla 3.7.1.

Además, los parámetros de suelos de

estratos cuyos $D_E = 0$ serán omitidos en el diseño.

TABLA 3.7.1

RELACION $F_L - D_E$

F_L	Prof. Z (m.)	Factor de Reducción DE
$F_L \leq 0.6$	$Z \leq 10$	0
	$10 < Z \leq 20$	1/3
$0.6 < F_L \leq 0.8$	$Z \leq 10$	1/3
	$10 < Z \leq 20$	2/3
$0.8 < F_L \leq 1.0$	$Z \leq 10$	2/3
	$10 < Z \leq 20$	1
$1.0 < F_L$	-	1

(2) Los parámetros de suelos el cual son definidos como suelos cohesivos muy sueltos y limosos de acuerdo a la subsección 3.7.2 serán omitidos en el diseño.

(3) Las cargas de los estratos de suelos cuyos parámetros son omitidos o reducidos en el diseño tendrá efecto de sobrecarga en estratos más profundos.

4.2 Coeficiente de Diseño Sísmico

(1) El coeficiente de diseño sísmico horizontal se determinará mediante la siguiente fórmula : $K_h = V_1 \cdot V_2 \cdot V_3 \cdot K_0$

donde:

- K_h : Coeficiente de diseño sísmico horizontal.
- K_o : Coeficiente de diseño sísmico horizontal normal (=0.20)
- V_1 . Factor de zona sísmica proporcionada en la Sección 4.3
- V_2 : Factor de condición de suelos proporcionado en la Sección - 4.3.
- V_3 : Factor de importancia proporcionado en la sección 4.3

(2) El coeficiente de diseño sísmico vertical, generalmente pueden considerarse nulo. Además, el coeficiente de diseño sísmico vertical con el diseño de cimentación se determinará mediante la relación de la Sección 5.3.

(3) El coeficiente de diseño sísmico horizontal puede considerarse cero para la parte estructural suelo y agua debajo de la superficie del suelo asumidos en el diseño se determinará mediante las indicaciones de la Sección 3.8.

4.3 Factor de Modificación del Coeficiente de Diseño Sísmico Horizontal

(1) Factor de zona sísmica

El factor de zona se determinará de acuerdo a la clasificación de zonas mostradas en la Tabla 4.3.1. Se adoptarán valores superiores cuando se trata de construcción de puentes y cuando superan la línea de borde de la zona de clasificación

TABLA 4.3.1

Factor de Zona Sísmica V_1 para
Puente Carreteros

Zona ¹⁾	Valor de V_1
A	1.00
B	0.85
C	0.70

Nota: 1) Zonas A, B y C se ilustran en la Fig. 4.3.1.

(2) Factor de Condición del Terreno

El factor de condición del terreno se determinará de acuerdo a la clasificación de las condiciones del terreno mostradas en la Tabla 3.6.1

(3) Factor de Importancia

El factor de importancia se determinará de acuerdo a la clasificación mostrada

en la Tabla 4.3.2.

TABLA 4.3.2

Factor de Importancia V_3 para
Puentes Carreteros

Grupo	Definiciones	V_3
I	Puentes para Vía Expresa (carreteras de acceso limitado), carreteras nacionales y departamentales.	1.0
	Puentes importantes sobre carreteras departamentales y municipales.	
II	Otros	0.8

Nota: El valor V_3 puede incrementarse hasta 1.10 para casos especiales en el grupo 1.

PROBLEMA DE APLICACION

Considerando los datos de campo de la Tabla 6.2 determinar el Factor de seguridad, F_L , del depósito arenoso de acuerdo a las Normas de Regulación Sísmica del Japón.

RESOLUCION

Nivel Freático = 140 mt.

TABLA 6.
VALORES DE F_L y D_E

i	Prof. (mt.)	r_d	σ'_v	σ_v	D_{50} (mm.)	K_s	N	R_1	R_2
1	1.0	0.985	1.450	1.450	0.200	0.102	4	0.14	0.06
2	2.0	0.970	2.275	2.875	0.200	0.102	14	0.33	0.06
3	3.0	0.955	2.675	4.275	0.200	0.102	14	0.31	0.06
4	4.0	0.940	3.175	5.775	0.350	0.102	29	0.36	0.01
5	5.0	0.925	3.775	7.375	0.350	0.102	36	0.36	0.01
6	6.0	0.910	4.375	8.975	0.350	0.102	35	0.36	0.01
7	7.5	0.888	5.275	11.375	0.350	0.102	8	0.19	0.01
8	8.5	0.873	5.815	12.975	0.300	0.102	40	0.36	0.02
9	9.5	0.858	6.475	14.575	0.300	0.102	52	0.36	0.02
10	10.5	0.843	7.060	16.160	0.300	0.102	60	0.36	0.02
11	11.5	0.828	7.595	17.695	0.300	0.102	21	0.26	0.02
12	12.5	0.813	8.395	19.495	0.110	0.102	75	0.36	0.10
13	13.5	0.798	9.495	21.595	0.110	0.102	53	0.36	0.10
14	14.0	0.790	10.048	22.645	0.110	0.102	63	0.36	0.10
15	15.5	0.768	11.695	25.795	0.110	0.102	99	0.36	0.10

<i>i</i>	R	L	F_L
1	0.25	0.100	2.50
2	0.39	0.125	3.12
3	0.37	0.156	2.37
4	0.37	0.174	2.13
5	0.37	0.184	2.01
6	0.37	0.190	1.95
7	0.37	0.195	1.90
8	0.38	0.199	1.91
9	0.38	0.197	1.93
10	0.38	0.197	1.93
11	0.28	0.197	1.42
12	0.46	0.193	2.38
13	0.46	0.185	2.48
14	0.46	0.182	2.53
15	0.46	0.173	2.66

En este caso los resultados obtenidos de F_L superan la unidad. De acuerdo a las Normas de Regulación Sismo-Resistente del Japón, el depósito de suelo analizado no produce implicancias desfavorables que se pueda considerar en el diseño sísmico en las edificaciones debido a problemas de licuación de suelo. Por lo tanto, en la práctica, estos resultados no son los representativos para tomar decisiones técnicas en nuestro país porque las condiciones locales de suelo son diferentes.

CAPITULO VII

MAPA DE SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUACION EN LA CIUDAD DE CHIMBOTE

El presente capítulo proporciona descripciones gráficas donde se estima el riesgo sísmico resultante de los efectos de licuación de suelos bajo diferentes niveles de movimiento. La estimación se ha desarrollado en base a 150 datos de perfiles de suelos en la Ciudad de Chimbote, recopilados de los estudios realizados por la Misión Japonesa y Empresas Privadas que efectuaron el Plan Director de Expansión Urbana de Chimbote (Carrillo, 1973) y algunas otras que realizaron estudios particulares. Los resultados fueron minuciosamente examinados y clasificados dentro de tres grupos respecto a la amplitud de licuación: puede ocurrir, puede o no ocurrir o puede no ocurrir los efectos de licuación y densificación de suelos. La secuencia que se siguieron para desarrollar los mapas de susceptibilidad se realizaron en base a la aplicación de la metodología descrita en la Sección 1.3.3.

7.1 INTENSIDADES SISMICA DE TERREMOTOS PASADOS Y REGISTROS DE LICUACION

En el mapa de áreas de licuación de suelos, Fig.

5.1, presentado por Alva (1983) se puede advertir la mayor incidencia de dicho fenómeno en la Costa peruana cuyas características afloraron eminentemente en la zona norte. En el presente siglo, notables fueron por la intensidad y estragos que causaron los terremotos que se indica en la Tabla 7.1.

Según Broggi (1946), después del terremoto de 1942, se observó el levantamiento de un metro de espigón que servía de embarcadero en la bahía de San Juan, Nazca, quizá por una emersión local de la Costa o por el movimiento diferencial entre la superficie y la roca basal del fondo producto de la disipación de la presión de poros excesivos.

TABLA 7.1

PRINCIPALES TERREMOTOS EN LA COSTA PERUANA

Fecha	Mag.	Región Afectada
16 Noviembre 1907		Casma
24 Julio 1912	X-XI	Piura, Huancabamba
20 Mayo 1917		Trujillo, Chimbote, Casma
21 Junio 1937	8.5	Trujillo, Chimbote, Casma
24 Mayo 1940	8.2	Callao, Lima
24 Agosto 1942	8.4	Nazca, Chincha, Pisco
28 Mayo 1948	6.75	Cañete
12 Diciembre 1953	7.7	Tumbes, Corrales
15 Enero 1958	7.3	Camaná
17 Octubre 1966	7.5	Lima
31 Mayo 1970	7.75	Trujillo, Chimbote, Casma, Callejón de Huaylas
03 Octubre 1974	7.6	Lima, Callao

En el terremoto de 1953, Tumbes, se apreciaron eyecciones de lodo en las quebradas de Bocapan, en los esteros del Puerto Pizarro y en otros lugares, Silgado (1978). Hubo deslizamientos durante el terremoto de 1966 y 1970 en ciertas zonas a lo largo de la carretera Panamericana que se extiende sobre dunas de 20 a 100 mts. de altura de arena fina, en Huacho, San Nicolás, Gramedal, Huarmey, Casma y Chimbote (59). En el terremoto de 1970, en la zona residencia de Chimbote se producen asentamientos alrededor de 0.30 mts. y todo el sector queda sumergido bajo el agua. En la Planta Siderúrgica SOGESA, se producen asentamientos en las vecindades de las zapatas de fundación de las columnas de los gárgones. El Colegio Mundo Mejor, ubicado en Miraflores Alto, Chimbote, compuesto por tres cuerpos de hormigón armado de 2 pisos distribuidos en forma de U, con un patio de cemento entre los cuerpos de los edificios se produjo evidentemente licuación de suelos. Los edificios se asentaban uniformemente, sin daño alguno sobre el nivel del terreno. A medida que los edificios se asentaban, la tierra debajo de las cimentaciones era empujada hacía afuera, rompiendo losas de piso y curvandolas hacía arriba. Los edificios del Banco Popular del Perú, en la calle Bolognesi 509 y El Prado, de la calle E. Palacios 411 también sufrieron

asentamientos. Asimismo, se produjeron asentamientos de algunas losas que apoyan en depósito de relleno en el muelle de carga del puerto de Salaverry. En la Escuela de Enfermeras, Trujillo se produce importantes daños al asentarse el piso que había sido colocado sobre un relleno no compacto. Los estribos del puente de acero de varios tramos que cruza el río Casma, fueron desplazados hacia el centro, debido al incremento de la presión del suelo de relleno de los terraplenes, las pilastras también resultaron desplazadas.

Estas descripciones demuestran que la severidad de los terremotos, acompañados por los efectos de licuación de suelos inestables como resultado de las oscilaciones del terreno, representan una amenaza importante a la seguridad de las estructuras. En tal sentido se requiere una metodología bien establecida que demandaran necesariamente, estudios e investigaciones que conduzcan a determinar parámetros que definen el potencial de licuación a partir de la selección, ubicación de las zonas más vulnerables a los efectos de licuación de suelos en una Ciudad, con el fin de efectuar una planificación urbana que disminuya las pérdidas de vidas humanas y la destrucción de edificios durante un movimiento sísmico.

7.2 SELECCION DE LA MAGNITUD SISMICA REPRESENTATIVA

A fin de fijar la posibilidad de licuación en un depósito de suelo dentro de la Ciudad de Chimbote para terremotos tan fuertes como se indica en la Tabla 7.1 es necesario establecer una magnitud sísmica apropiada en el cual es posible encontrarse en el futuro. Esta selección hubiera sido preferible realizar entre las aceleraciones máximas registradas en los sismos pasados, pero, no ha sido posible obtenerlas dado que en dicha Ciudad no cuenta con instrumentos sísmológico que captan alteraciones sísmica. El valor de la magnitud sísmica no necesariamente requiere ser un valor máximo probable, sin embargo, debido a las circunstancias en el diseño práctico se ha utilizado una magnitud 7.75 de la escala de Richter dado que razonablemente sería una buena estimación considerando la exactitud en las consecuencias pronosticadas.

Esta magnitud corresponde al terremoto del 31 de mayo de 1970 que ocurrió a las 20:23:25 GMT con epicentro a 70 kilómetros de la Costa peruana al Oeste de la Ciudad de Chimbote. El epicentro fué localizado en 9.2°S , 78.8°W a una profundidad de foco a 25 kilómetros. Este terremoto ha sido el más destructivo que haya ocurrido en el hemisferio Sur en términos de pé-

didas de vida y daños a las propiedades. Un total de más de 50,000 personas perdieron la vida y desaparecieron, además millares de heridos y sin hogar. La magnitud del sismo, comparativamente no corresponde a un gran terremoto pero tuvo gran impacto en zonas donde el material de construcción más generalizada era el adobe. Gran parte de los daños se debieron a efectos secundarios tales como las avalanchas de Yungay.

7.3 RECOPIACION DE DATOS

Básicamente, se han obtenido informaciones respecto a condiciones geológicas y perfiles de suelo. La ciudad de Chimbote está localizada en una planicie aluvial producida por la deposición de materiales por el río Lacramarca a través de los años. El abanico aluvial formado, presenta una morfología suave con ligera pendiente hacia el mar determinándose por los afloramientos típicos del lugar donde existen estratos de arenas eólicas, marinas y fluviales pertenecientes al Cuaternario, tales como andesitas y granodioritas perteneciente al cretácico Superior a Tercio Inferior encontrándose afloramientos mayores por debajo de la andesita en el norte de la ciudad, Fig. 7.1. La secuencia sedimentaria revela que toda

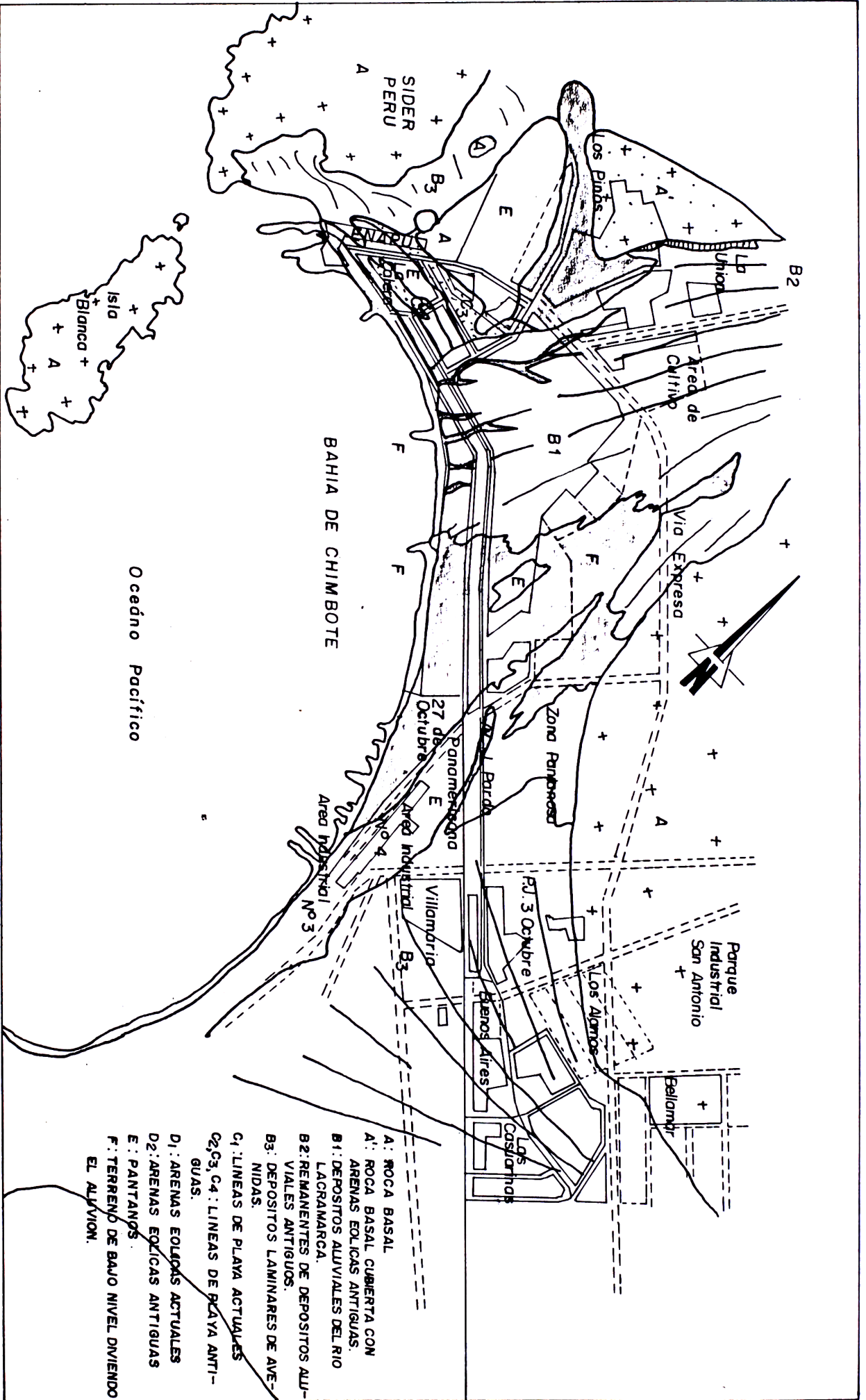


FIG. 7.1 MAPA GEOLOGICO DEL AREA DE CHIMBOTE

la zona ha sido la desembreadura del río Lacramarca que, de acuerdo con la historia geológica ocurrió un descenso del continente a fines del eoceno produciendo la cubierta parcialmente por arenas marinas sobre el depósito fluvial, posteriormente, un nuevo descenso continental determinó el retroceso marino, dejando la región expuesta a la acción eólica, quedando cubiertas tanto las arenas marinas como las continentales por un manto de arena de origen eólico con diferentes grados de compacidad (67). La roca volcánica tipo andesita del basamento inferior presenta pseudo estratos no definidos y ligeramente plegados y los materiales cuaternarios tienen una ligera estratificación horizontal sin considerar al material eólico que no tiene problemas de fallamiento.

El suelo de la Ciudad de Chimbote presentan depósitos compuestos principalmente de arena fina a media con escaso porcentaje de limos y con distintas coloraciones cuyos espesores varían entre 2 a 10 mt. intersectados por arena fina con limos y espesores inferiores a 1.50 mt. a niveles superiores a los 10 mt. presentan limos con arena fina en regular porcentaje de limos. Seguidamente aparecen grava media a gruesa con arenas finas en estado suelto, este estra

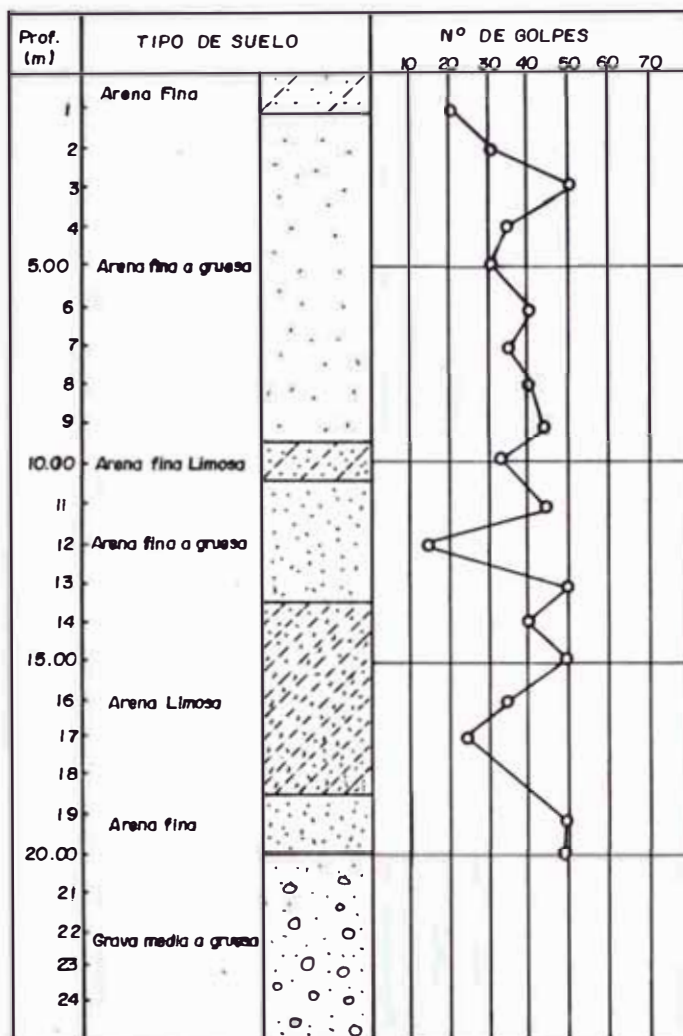


FIG. 7.2 PERFIL TIPICO

to comienza entre los 20 a 25 mt. de profundidad. En algunos lugares, estos estratos de arena no están definidos tal como se han descrito, pero estas características presentan los depósitos en donde se han registrado licuación de suelos como en la zona de Miramar Bajo, La Caleta, Arena Industrial Nº 3, etc. El perfil típico obtenido de los pozos de reconocimiento se muestra en la Fig. 7.2. En muchos casos la superficie

del suelo consiste en varios materiales tales como, gravas, arenas, limos, arcilla, piedra y ladrillos triturados, además el suelo denota la presencia de una deposición superficial de arenas eólicas finas transportadas por el viento por la zona de Buenos Aires. El nivel freático es variable, generalmente entre 0 a 5 mt. en el Casco Urbano.

7.4 PROCEDIMIENTO PARA IDENTIFICAR DEPOSITOS POTENCIALMENTE LICUABLES

Para efectuar la clasificación de depósitos potencialmente licuables ha sido necesario recopilar informaciones relacionadas a perfiles de suelos y sus características constitutivas en las inmediaciones de la Ciudad. Estas informaciones fueron obtenidas por la Misión Japonesa 1970 (68), Entidades Privadas que efectuaron el Plan Director de expansión Urbana-Chimbote 1972 (69) y algunas que realizaron estudios particulares.

Después de una revisión minuciosa de los registros obtenidos en el campo se han recopilado los datos más confiables y convenientes a fin de identificar su potencial. Principalmente se ha desarrollado la Identificación de acuerdo al (a) Tipo de Suelo; (b) Estrati-

grafía y (c) valor N de SPT.

7.4.1 TIPO DE SUELO

La idea básica fué distinguir aquellos tipos de suelos potencialmente vulnerables al colapso en su estructura producto de la asimilación de la energía sísmica. Algunos investigadores han determinado que los suelos de granulometría uniforme son mucho más susceptibles a licuarse que aquellos bien graduados y que entre los suelos de granulometría uniforme, Secc. 4.1.0, las arenas finas tienden a licuarse más fácilmente que las arenas gruesas, gravas, limos o arcillas. Para ser más específicos, Ishihara et al 1978 (70) ha demostrado la posibilidad de licuación en arenas limosas o sedimentos arenosos en términos de contenido de finos en suelos poco cohesivos. Sin embargo, la información referente al tamaño de granos no han sido completadas en los estudios realizados por lo que no permitieron considerar en la clasificación. Por esta razón la identificación se ha realizado en base a los nombres de cada tipo de suelo registradas en los pozos de reconocimiento, Tabla 7.2.

TABLA 7.2

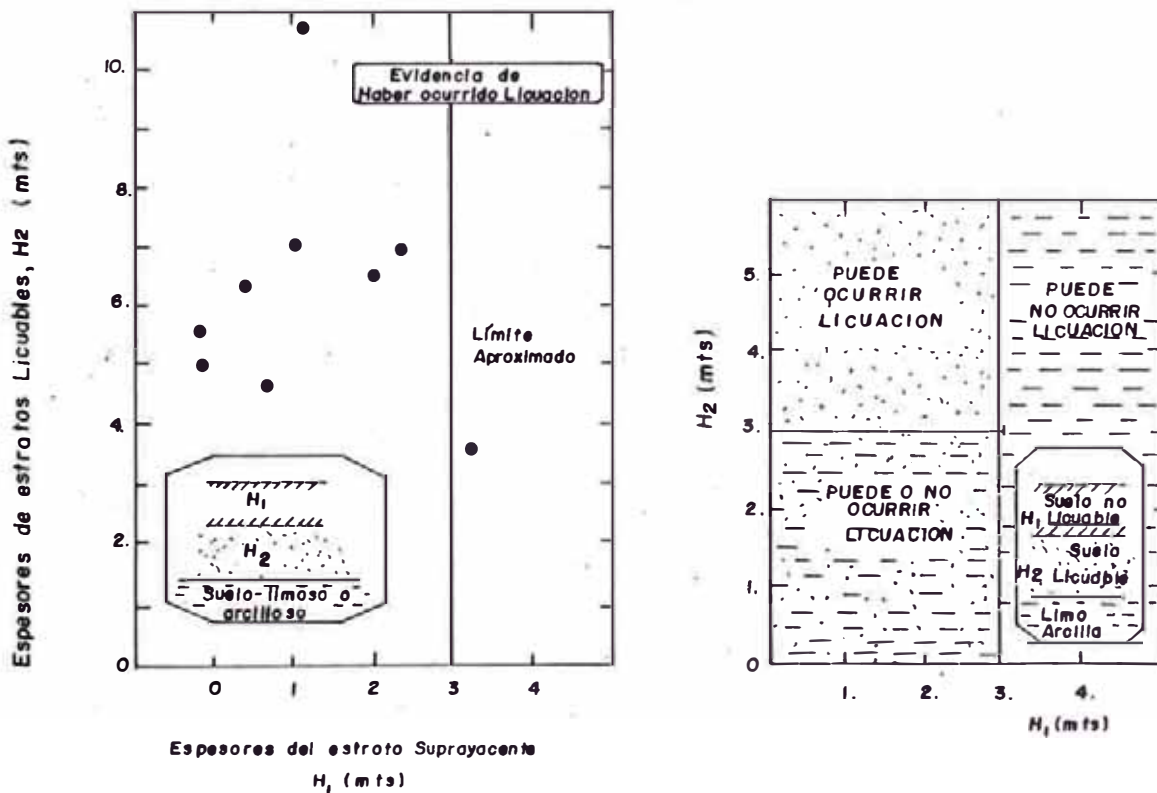
CLASIFICACION EN BASE AL TIPO DE SUELO

Suelos potencialmente Licuables	Suelos No Licuables
- Arena fina (distinta coloración)	- Rellenos compactos
- Arenas medias	- Arcilla limosa
- Arenas limosas	- Limo con bajo % de arena fina
- Arenas con bajo porcentaje de Arcilla	- Tierra negra
- Arenas con partículas de cuarzo	- Suelbs orgánicos
- Arena con bajo porcentaje de material orgánico.	- Gravas
- Arena con partículas de grava.	

7.4.2 ESTRATIGRAFIA.

El criterio adoptado en este ítem fué establecer su vulnerabilidad bajo el punto de vista de los efectos dañinos que producen los esfuerzos inducidos por movimientos vibratorios violentos, Secc. 4.3. Para tal efecto, se han analizado los espesores de los estratos suprayacentes a la roca basal, en el cual aquellos estratos con espesores diferentes y con pesos específicos diferentes podría ocurrir el efecto de licuación si el estrato superior posee un peso específico mayor al estrato inferior porque por efectos del movimiento vibratorio se in-

crementaría la presión intersticial que buscaría medios como disiparse de este modo producir un asentamiento diferencial, Secc. 4.1.2. Por consiguiente, para la identificación de depósitos se ha considerado el análisis efectuado por Kishida, 1969 (71) respecto a los espesores de los estratos de arena. El cual, considera depósitos de arena en la Ciudad de Tokyo que han sufrido los efectos de licuación relacionándolos con los espesores de estratos predominantes encima de la roca basal. Fig. 7.3.1. Se advierte en la figura que los efectos dañinos en la superficie del suelo ha sucedido cuando



(1) EFECTOS DEL ESTRATO SUPRAYACENTE AL SER EVIDENTE LICUACION EN LA SUPERFICIE.

(2) CRITERIO PARA CONSIDERAR EFECTOS DEL ESPESOR EN ESTRATOS LICUABLES

FIG.7.3 ESTRATIGRAFIA . Efectos de Licuación en Estratos Adyacentes.

do el estrato superficial, H1, es inferior a los 3.00 mt. Recíprocamente, este depósito superficial superior a los 3.00 mt. se identificará como un depósito donde la licuación no ocurre. En dicho estudio no hubieron casos donde se han observado alguna evidencia de licuación en estratos de arena, H2, inferiores a 3.00 mt. De este modo la posibilidad de licuación no se manifiesta en los perfiles de suelos cuyos espesores H1 y H2 son inferiores a 3.00 mt. En este caso se determinó como un depósito donde la licuación puede o no ocurrir. En otros casos, distintos a los anteriores, el depósito de suelo se identificará como un depósito donde la licuación puede ocurrir. El criterio para identificar los depósitos de suelo mediante su estratigrafía se resume en la Fig. 7.3.2.

7.4.3 VALORES DE N DEL SPT

El análisis corresponde identificar el potencial de licuación mediante un procedimiento práctico - que involucra los valores N del Ensayo de Penetración Estandar (SPT). Este procedimiento se fundamenta en los métodos prácticos sugeridos por Seed e Idriss, 1971 (9) e Ishihara, 1977 (45), Seccs 6.1 y 6.2. En tal virtud, se han considerado elementos de cálculo donde la evaluación sean más representativa para los casos peruanos.

INICIO

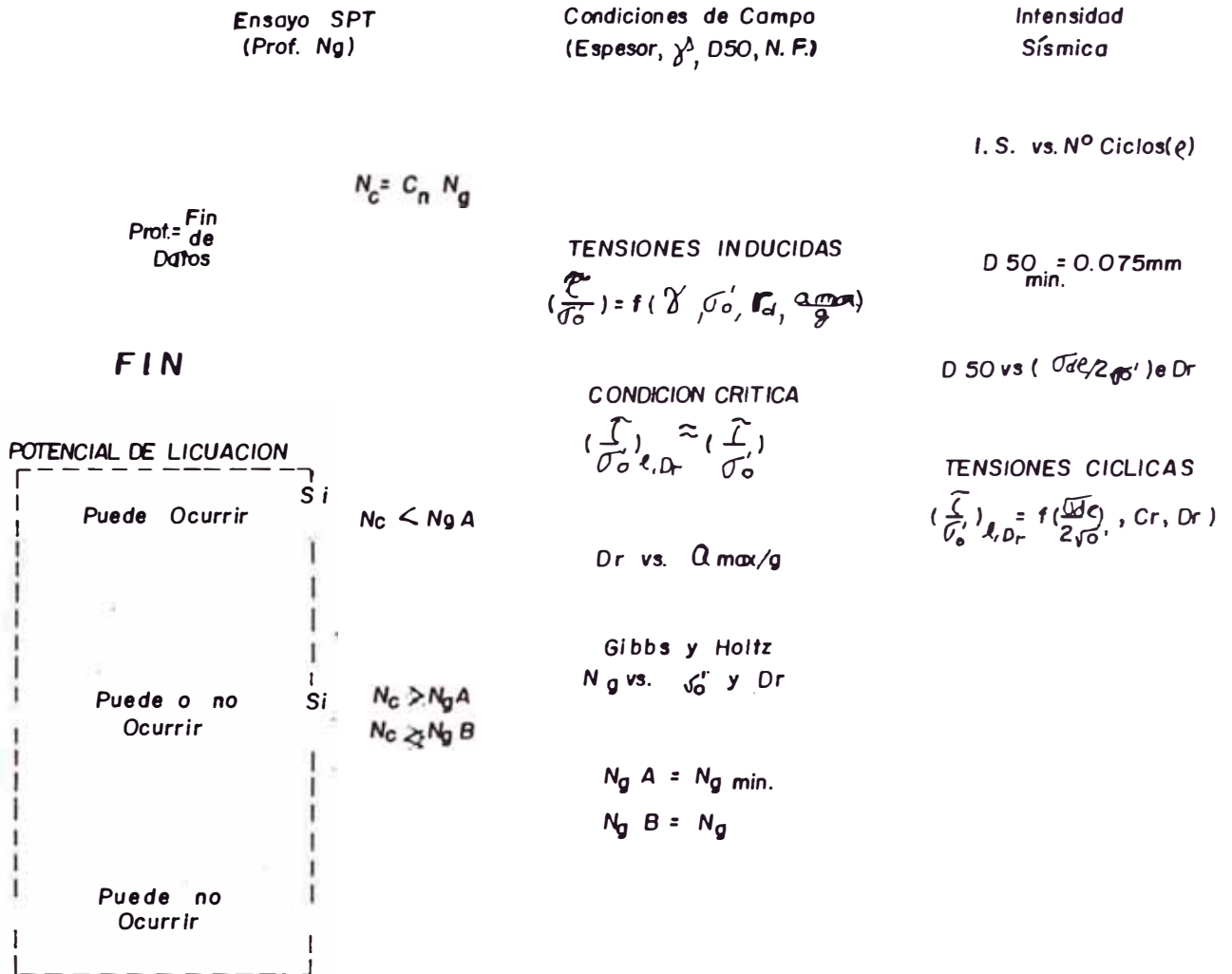


FIG. 7.4 DIAGRAMA DE FLUJO PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE LICUACION EN EL PERU.

El procedimiento que realiza el análisis son esquematizados en el diagrama de flujo de la Fig. 7.4. Básicamente, los valores N registrados en el campo fueron ingresados al cálculo para comparar con los valores de N críticos determinados mediante correlaciones empíricas.

1) Resistencia del suelo Insitu.- La relación de esfuerzos cíclicos, $\sigma_{dl} / 2\sigma'_o$ se ha estimado in-

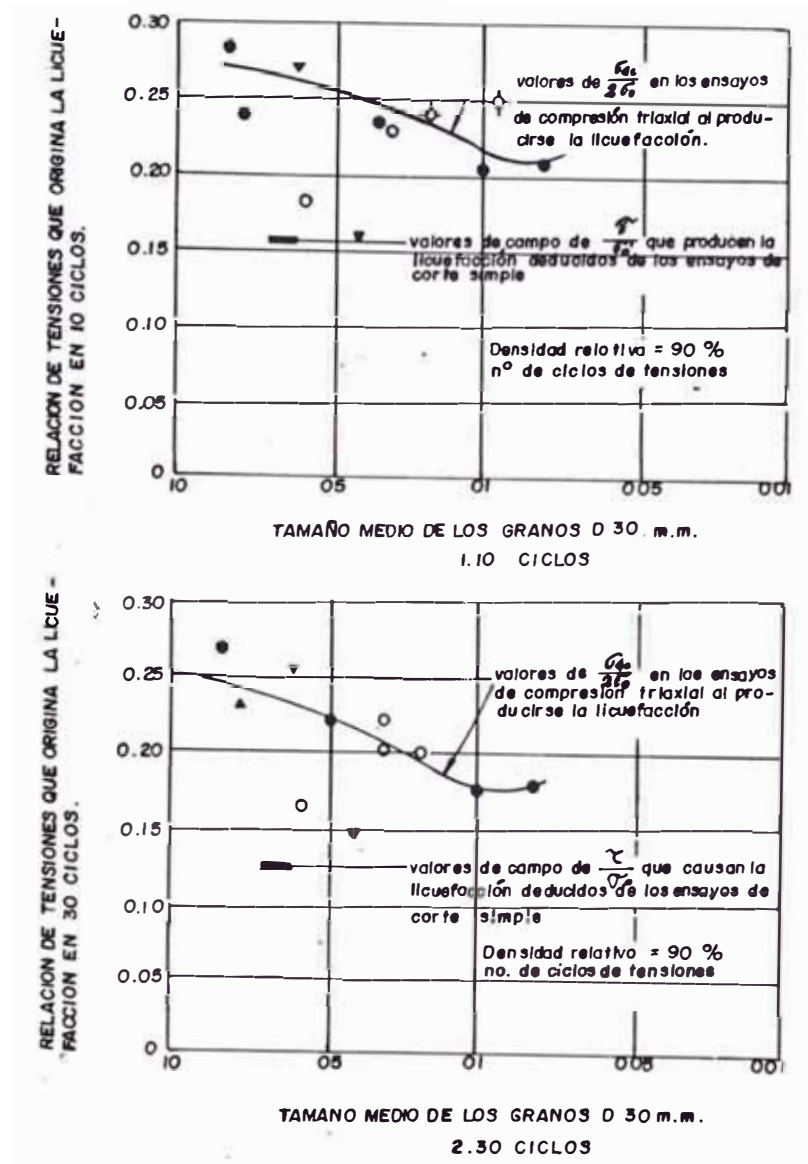


FIG. 7.5 CONDICIONES DE TENSION QUE PRODUCEN LICUACION DE ARENAS EN 10 y 30 CICLOS

directamente de los resultados obtenidos en algunos ensayos de laboratorio requeridos para causar licuación inicial o una deformación axial en 10 y 30 ciclos de carga uniforme en el ensayo triaxial cíclico, en función de tamaños de granos, siendo σ_{dl} la amplitud del esfuerzo axial cíclico, Fig. 7.5.

2) Corrección del valor N.- Ha sido necesario normalizar o corregir los resultados obtenidos en el campo del valor N del SPT. El factor de corrección considerado (72) se define en las siguientes expresiones: Fig. 7.6.

$$N_c = C_n N \quad (7.1)$$

$$C_n = \sqrt{\frac{1}{\bar{\sigma}'_v}} \quad (7.2)$$

Siendo, $\bar{\sigma}'_v$ esfuerzo efectivo en tn/sqft. La base experimental para seleccionar este factor ha sido porque se aplica a tipos de suelos que son normalmente consolidados, no compactos, arenas limpias, y contenido de cuarzo primario y cuya edad geológica es reciente.

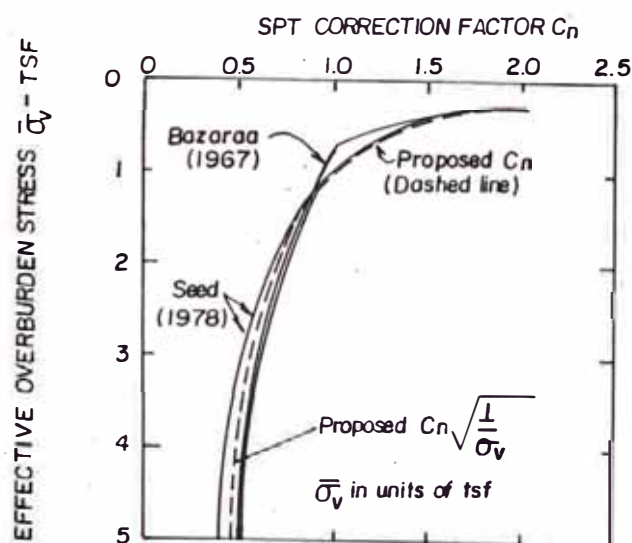


FIG. 7.6 VALORES DE C_n

3) Magnitud Sísmica.- Tal como se ha indicado en la Secc. 7.2 se consideró para el análisis la magnitud sísmica de 7.45 (escala Richter) del terremoto más destructivo que ocurrió en la Ciudad de Chimbote, el 31 de Mayo de 1970. Por lo tanto, números representativos de ciclos de tensiones se han considerado de acuerdo a la Tabla 7.3 en función de la magnitud sísmica.

TABLA 7.3

CICLOS DE TENSION REPRESENTATIVOS (10)

Magnitud Sísmica	Nº de ciclos representativos a 0.65 τ máx.
8 1/2	26
7 1/2	15
6 3/4	10
6	5
5 1/4	2

Además se ha adoptado el factor de reducción de esfuerzos inducidos por el sismo de la siguiente forma:

$$r_d = \frac{\tau}{u_0 w_0^2 \rho Z} \frac{\text{sen}(\pi Z/2h)}{\pi Z/2h} \quad (7.3)$$

Siendo: τ , esfuerzo de corte horizontal, u_0 , desplazamiento horizontal en la superficie del suelo, w_0 frecuencia angular, ρ peso específico, Z , profun -

dida y h, profundidad de la roca basal.

7.5 INTERPRETACION DE ENTRADAS Y SALIDAS DE DATOS Y RESULTADOS

7.5.1 APLICACION DEL PROGRAMA LASS III

La técnica del estudio de respuesta sísmica y licuación de suelos ha permitido utilizar propiedades dinámicas del suelo obtenidas por ensayos de laboratorio muy avanzados, el cual, con el fin de aproximarse a los resultados reales se ha utilizado el programa de cómputo LASS III (2) implementado en el centro de cómputo de la Universidad Nacional de Ingeniería - por el suscrito. Este programa desarrolla el análisis de la respuesta sísmica y licuación de suelos bajo movimientos multidireccionales utilizando un modelo matemático, Secc. 2.3, en el que considera el método de los elementos finitos. Cabe indicar que los procedimientos numéricos con grandes ordenadores que presentan el programa se desarrolla en forma rápida al considerar la influencia en el proceso del fenómeno de licuación de los distintos parámetros utilizados. Algunas propiedades dinámicas fueron asumidas de acuerdo a las limitaciones de aparatos de laboratorio que operan en nuestro país, de tal forma que los resultados pueden ser representativos. Se efectuaron un total de

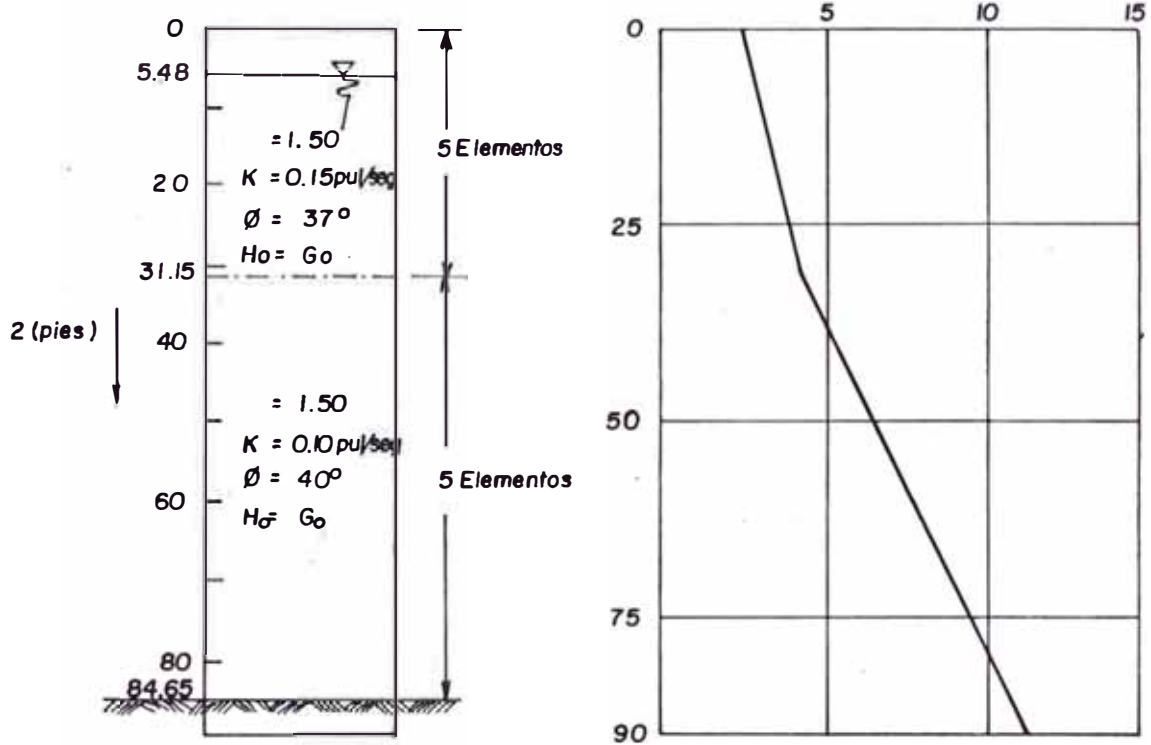


FIG. 7.7 PERFIL TIPICO DEL SUELO UTILIZADO EN EL ANALISIS

10 corridas del programa con perfiles obtenidas principalmente en la zona del Casco Urbano cuyo perfil típico utilizado en el análisis se muestra en la Fig.7.7. Los datos de entrada fueron ordenadas de acuerdo a los formatos que estipula el Software LASS III y mostradas en la Fig. 7.8.

El sismo de diseño utilizado en el presente estudio son los espectros sísmicos de la componente S00E y S 90 W del terremoto, el Centro, 1940, digitizados cada intervalo de 0.5 segundos. La elección de este movimiento sísmico obedece a la imposibilidad de contar con acelerogramas registrados en la misma Ciudad

de Chimbote y la similitud en la severidad de dicho movimiento a aquella ocurrida en Mayo 1970. Los resultados que se han obtenido, Fig. 7.9 , corresponde a modelos bidimensionales de elementos finitos para el caso de un perfil típico singular, con una extensión de malla muy limitada y con elementos geométricos rectangulares. Las condiciones de borde consideradas son las adecuadas para representar la disipación de la presión de poro excesiva al asimilar un elemento la energía sísmica, asimismo el módulo de corte se consideró de acuerdo a una variación lineal respecto a la profundidad.

7.5.2 APLICACION DEL METODO SIMPLIFICADO

De acuerdo a los criterios establecidos anteriormente para identificar los depósitos de suelos potencialmente licuables se han clasificado dentro de los grupos que definen el potencial de licuación.

1. Puede ocurrir licuación
2. Puede o no ocurrir licuación
3. Puede no ocurrir licuación

Cada uno de los datos del perfil de suelo fueron procesados mediante otro programa de cómputo implementado en el centro de cómputo de la UNI, mediante el

FIG. 7.9.2 RESUMEN DE LOS RESULTADOS DEL PROGRAMA LASS III DE ACUERDO A DATOS DE CAMPO EN LA CIUDAD DE CHIMBOTE.

CASOS ESTUDIADOS				RESULTADOS			
CASO	PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO (Pies)	PARAMETRO λ	VARIACION DE λ	COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD (Pul/Seg.)	COMIENZO DEL COLAPSO POR EFECTOS DE LICUACION (Seg) *	PROFUNDIDAD DEL PRIMER COLAPSO (Pies) * *	PROFUNDIDAD DEL ULTIMO COLAPSO (Pies)
Avenida Industrial	0.0	1.5	Constante	0.010	2.0	3.0	0 a 10
La Coleto Morfina Pesquero	5.5	1.5	Constante	0.015	10.0	10.0	10 a 15
Panamericano Sur Urb. Bs. Aires	2.1	1.5	Constante	0.015	No hay Licuacion	—	—
Jr. Huaraz Panamericano Sur Bs. Aires	53.0	1.5	Constante	0.015	No hay Licuacion	—	—
Zona Miramar Bajo Muelle Pesquero	9.8	2.0	Constante	0.010	20.0	15.0	10 a 25
Av. Galves y Av. Meigs	5.30	1.5	Constante	0.001	No hay Licuacion	—	—
Av. los Pescadores	7.2	1.5	Constante	0.001	No hay Licuacion	—	—
Zona Miraflores	4.6	1.5	Constante	0.015	10.0	25.0	15 a 30

* INTERVALO 0.5 Seg.

* * PROFUNDIDAD EN LA PARTE SUPERIOR DEL ELEMENTO EL CUAL OCURRE EL PRIMER COLAPSO.

cual, evalúa el potencial de licuación de acuerdo al procedimiento simplificado esquematizado en la Fig. 7.4, Secc. 7.4.3. Asimismo, los datos fueron ordenados de acuerdo a los formatos de entrada del Software en lenguaje Fortran creado por el suscrito. La hoja de datos se muestra en la Fig. 7.10. En la Fig. 7.11 se puede apreciar claramente los intervalos de variación de los valores críticos de la resistencia a la penetración normal computada, pertenecientes al depósito de suelos ubicado en la Urbanización Miramar Bajo, zona del muelle pesquero con el nivel freático a 3.00 mt. de profundidad. Este depósito de suelo es susceptible a licuarse por efectos de un movimiento sísmico, cuya aceleración máxima superficial es equivalente a 0.15 g. debido a la presencia de estratos cuyas resistencias a la penetración normal intersectada al intervalo de variación de los valores críticos, zona achurada debajo en los 12 y 17 metros de profundidad, e igualmente en dicha figura puede advertirse que los valores de la resistencia a la penetración normal corregidas, para aceleraciones máximas superficiales 0.20 g y 0.25 g., son menores al límite inferior de la resistencia SPT crítica computada en zonas debajo de los 9.50 mt. de profundidad aproximadamente. Los cuales, este depósito para aceleraciones superior al 0.20 g.

INPUTS : LICUACION DE SUELOS

UBICACION


INT. SISMICA : N° DE ESTRATOS: NIVEL FREATICO:

ESPESOR (mts)	DENSIDAD (tn/m ³)	DIAM. GRANOS (m.m.)	PROF (mts)	N° GOLPES (N/mt)
<input type="text" value="5.00"/>	<input type="text" value="2.00"/>	<input type="text" value="0.350"/>	<input type="text" value="1.00"/>	<input type="text" value="25.16"/>
<input type="text" value="7.00"/>	<input type="text" value="1.90"/>	<input type="text" value="0.300"/>	<input type="text" value="3.00"/>	<input type="text" value="29.95"/>
<input type="text" value="7.50"/>	<input type="text" value="2.25"/>	<input type="text" value="0.350"/>	<input type="text" value="2.00"/>	<input type="text" value="28.54"/>
<input type="text" value="5.50"/>	<input type="text" value="2.50"/>	<input type="text" value="0.400"/>	<input type="text" value="4.50"/>	<input type="text" value="68.10"/>
<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value="5.00"/>	<input type="text" value="52.61"/>
<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value="6.00"/>	<input type="text" value="74.88"/>
<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value="7.00"/>	<input type="text" value="54.74"/>
<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value="8.00"/>	<input type="text" value="37.85"/>
<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value="9.00"/>	<input type="text" value="26.96"/>
<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value="10.00"/>	<input type="text" value="22.97"/>
<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value="11.00"/>	<input type="text" value="18.27"/>
<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value="12.00"/>	<input type="text" value="14.00"/>
<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value="13.00"/>	<input type="text" value="12.28"/>
<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value="14.00"/>	<input type="text" value="11.74"/>
<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value="15.00"/>	<input type="text" value="11.44"/>
<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value="16.00"/>	<input type="text" value="11.24"/>
<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value="17.00"/>	<input type="text" value="11.14"/>
<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value="18.00"/>	<input type="text" value="11.04"/>
<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value="19.00"/>	<input type="text" value="10.94"/>
<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value="20.00"/>	<input type="text" value="10.84"/>
<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value="21.00"/>	<input type="text" value="10.74"/>
<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value="22.00"/>	<input type="text" value="10.64"/>
<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value="23.00"/>	<input type="text" value="10.54"/>
<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value=""/>	<input type="text" value="24.00"/>	<input type="text" value="10.44"/>

FIG. 7.10.1 INPUT METODO SIMPLIFICADO (Seed - Ishihara)

FIG. 7.10.2 OUTPUT METODO SIMPLIFICADO (Seed - Ishihara)

0090137



METODO SIMPLIFICADO PARA EVALUAR EL EFECTUO DE LA CARGA DE UN SISMO

INSTRUMENTACION

ESTACION DE OBSERVACION 1.753
 NOMBRE DEL SISMO
 NOMBRE DEL SISMO
 NOMBRE DEL SISMO

VALORES DE LA ACCELERACION SISMICA

NO. ESTACION	VALOR 1	VALOR 2	VALOR 3	VALOR 4	VALOR 5	VALOR 6	VALOR 7	VALOR 8	VALOR 9	VALOR 10	VALOR 11	VALOR 12	VALOR 13	VALOR 14	VALOR 15	VALOR 16	VALOR 17	VALOR 18	VALOR 19	VALOR 20
1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.00	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
3.00	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
4.00	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
5.00	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
6.00	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
7.00	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
8.00	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
9.00	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
10.00	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
11.00	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
12.00	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
13.00	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
14.00	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
15.00	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
16.00	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
17.00	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
18.00	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
19.00	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
20.00	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
21.00	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
22.00	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
23.00	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12

0090138

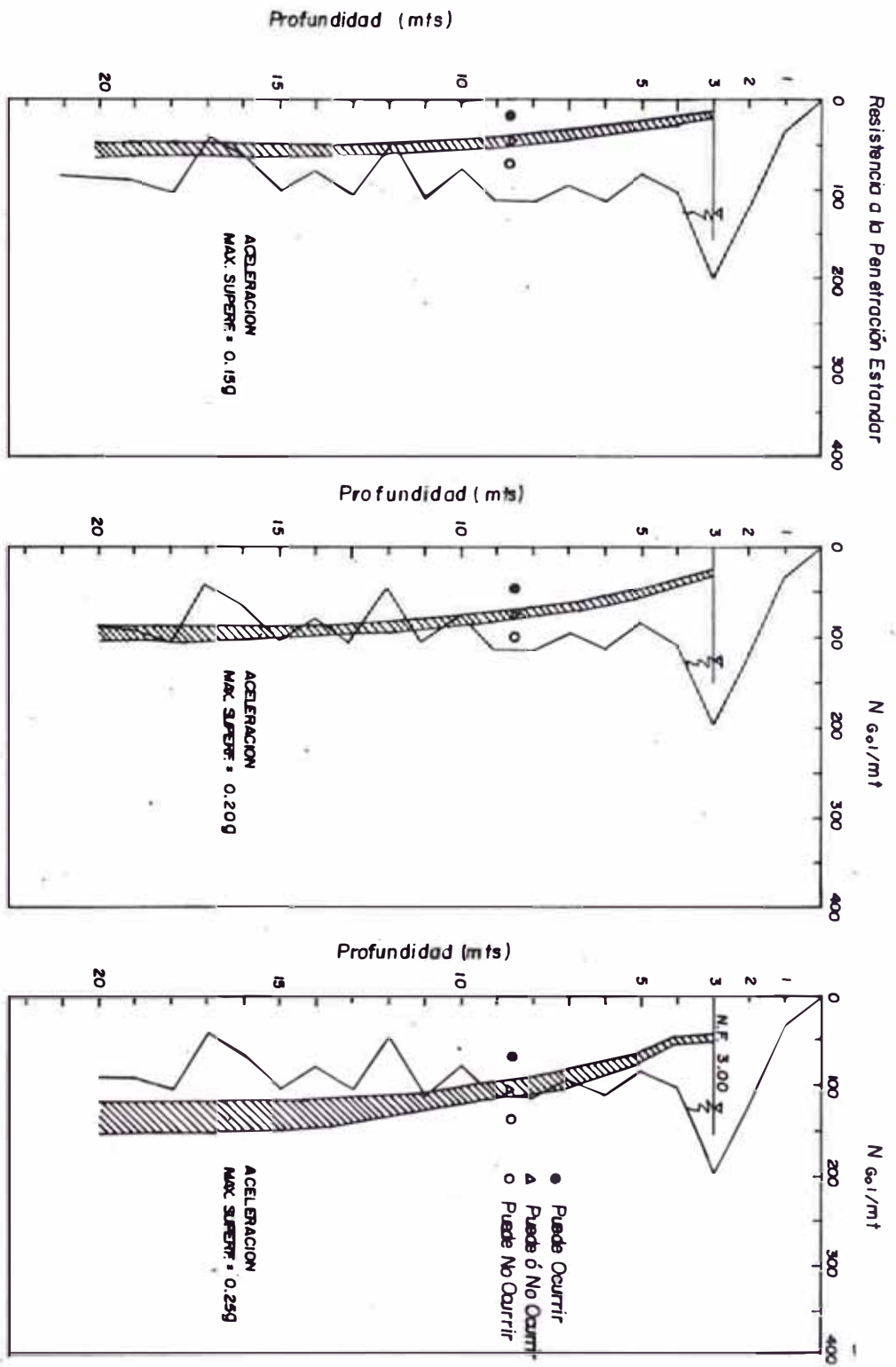


FIG. 7.11 INTERVALOS DE VARIACION DE VALORES CRITICOS SPT COMPUTADA. URBANIZACION MIRAMAR BAJO, MUELLE PESQUERO, NIVEL FREATICO A 3.00 mts.

puede sufrir asentamientos diferenciales debido al colapso en su estructura internas por efectos de licuación debajo de los 9.50 mt. En definitiva, parece razonable precisar que los límites de la resistencia SPT variaran en función de las intensidades de las sacudidas. Para este caso específico se ha aplicado también el programa de cómputo LASS III, cuyos resultados obtenidos se muestran en la Fig. 7.9.2 en donde el perímetro del tipo de suelo es equivalente a 1.5 y el coeficiente de permeabilidad se aproxima a 0.010 pul/seg. determinándose que el primer colapso por efectos de licuación sucede a los 20 segundos después de iniciado el movimiento sísmico y a 15 pies de profundidad; el último colapso se produce entre las 10 a 25 pies de profundidad.

En general, se ha logrado recopilar un total de 150 datos de perfiles de suelos con cuyos resultados obtenidos hemos definido zonas en base a la peligrosidad y severidad de las intensidades sísmica que son susceptibles a sufrir efectos de licuación y densificación sísmica. En la Tabla 7.4, se han ordenado todos los resultados obtenidos mediante el programa de cómputo simplificado a fin de plotear puntos definidos respecto a la licuación sobre el plano catastral

TABLA 7.4.

RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS POZOS DE RECONOCIMIENTO

Nº	Ubicación	Intensidad Sísmica					Nivel Freático (mt)
		0.05g	0.10g	0.15g	0.20g	0.25g	
1	Zona 2, Miraflores	○	○	△	●	●	1.40
2	Zona, Alto Perú	△	△	●	●	●	0.70
3	Zona, Miramar Bajo	○	○	△	●	●	0.70
4	Zona, Miramar B., Muelle	○	○	△	△	●	3.00
5	Av. Los Pescadores (27 Oct)	○	○	△	●	●	1.00
6	Av. Industrial, Zona Lago	○	△	●	●	●	0.00
7	Banco de la Nación - PS 1	○	○	○	○	○	1.60
8	" " " " PS-2	○	○	○	○	○	1.60
9	U.N. del Santa PS-1	○	○	○	○	○	--
10	" " " - PS-2	○	○	○	○	○	--
11	" " " - PS-3	○	○	○	○	○	--
12	Planta Indust. (Av. Pesc.) PS-1	○	○	○	○	○	2.20
13	" " - PS-2	○	○	○	○	○	2.20
14	" " - PS-3	○	○	○	○	○	2.20
15	" " - PS-4	○	○	○	○	△	2.20
16	" " - PS-5	○	○	○	△	●	2.20
17	Planta Sider-Perú (Av. Ind.) - PS-1	○	○	○	○	○	1.00
18	" " " - PS-2	○	○	○	○	○	1.00
19	" " " - PS-3	○	○	○	○	○	1.00
20	Policlínico (Av. E. Aguirre) - PS-1	○	○	○	○	○	2.10
21	" " - PS-2	○	○	○	○	○	2.25
22	" " - PS-3	○	○	○	○	○	2.80
23	Bco. Hipotecario - PS-1	○	○	○	●	●	2.20
24	" " - PS-3	○	○	○	●	●	1.60
25	" " - PS-5	○	○	△	●	●	3.30
26	" " - PS-7	○	○	●	●	●	2.60

Nº	Ubicación	0:05g	0:10g	0:15g	0:20g	0:25g	Nivel Freático (mt)
27	Bco. Hipotecario - PS-8	○	○	A	●	●	2.85
28	" " - PS-10	○	Δ	Δ	●	●	3.00
29	Jr.Huaraz y Panam.Sur	○	○	○	○	Δ	16.15
30	La Caleta	○	○	○	●	●	1.67
31	Panamericana Sur	○	○	○	Δ	●	0.65
32	Av.Inca Garcilaso	○	○	○	○	○	3.25
33	Av.J.Pardo - Miraflores	○	○	○	●	●	0.80
34	Zona Alto Perú - Jr. Ica	Δ	Δ	●	●	●	0.70
35	Zona I:Casco Urbano- PS-1	○	○	○	○	Δ	2.00
36	" " " - PS-2	○	○	○	Δ	●	1.80
37	" " " PS-3	○	○	○	○	○	3.50
38	" " " PS-4	○	○	○	○	○	1.20
39	" " " PS-5	○	○	○	○	○	1.60
40	" " " PS-6	○	○	○	○	○	1.75
41	" " " PS-7	○	○	○	○	○	1.25
42	" " " PS-8	○	○	○	○	○	0.50
43	" " " PS-9	○	○	○	○	○	1.25
44	" " " PS-10	○	○	○	Δ	●	4.00
45	" " " - PS-11	○	○	○	○	○	1.50
46	" " " PS-12	○	○	○	○	○	1.80
47	" " " PS-13	○	○	○	○	Δ	3.25
48	" " " PS-14	○	○	○	○	○	3.25
49	" " " PS-15	○	○	○	○	○	2.80
50	Zona II : RemodelaciónPS-1	○	○	●	●	●	
51	" " - PS-2	○	○	●	●	●	1.00
52	" " PS-3	○	○	○	Δ	●	3.00
53	" " PS-4	○	○	Δ	●	●	
54	" " PS-5	○	○	●	●	●	1.00
55	" " - PS-6	○	○	Δ	●	●	
56	" " PS-7	○	○	Δ	●	●	2.55
57	" " PS-8	○	○	Δ	●	●	
58	" " PS-9	○	Δ	Δ	●	●	

Nº	Ubicación						Nivel Freático (mt)		
59	Zona II:Remodelación	PS-10	○	△	△	△	●	0.00	
60	"	"	PS-12	○	○	○	○	●	3.80
61	"	"	PS-13	○	○	●	●	●	2.60
62	"	"	PS-14	○	○	●	●	●	1.10
63	"	"	PS-15	○	△	△	●	●	0.60
64	"	"	PS-16	○	○	△	●	●	2.60
65	"	"	PS-17	○	○	△	●	●	1.50
66	"	"	PS-18	○	○	△	●	●	1.50
67	Zona III:Viviendas e Indust.	PS-1	○	○	△	●	●	0.00	
68	"	"	PS-5	○	○	△	●	●	0.00
69	"	"	PS-7	○	△	△	●	●	0.00
70	"	"	PS-10	○	○	△	●	●	0.00
71	"	"	PS-11	○	○	△	●	●	0.00
72	"	"	PS-12	○	○	○	○	○	0.00
73	"	"	PS-13	○	○	○	○	○	0.00
74	"	"	PS-15	○	○	△	△	△	0.00
75	"	"	PS-17	○	○	●	●	●	0.00
76	"	"	PS-20	○	○	○	○	○	0.00
77	Zona IV:Expansión Urbana	PS-3	○	○	△	△	△	0.00	
78	"	"	PS-4	○	○	●	●	●	1.00
79	"	"	PS-6	○	○	○	○	○	0.00
80	"	"	PS-10	○	○	●	●	●	0.00
81	"	"	PS-11	○	○	△	●	●	0.00
82	"	"	PS-12	○	○	△	△	△	0.00
83	"	"	PS-13	○	○	○	○	○	0.00
84	"	"	PS-14	○	○	○	○	○	0.00
85	"	"	PS-15	○	○	○	○	○	0.00
86	"	"	PS-17	○	○	△	●	●	0.00
87	"	"	PS-18	○	○	●	●	●	0.00
88	"	"	PS-23	○	○	○	○	○	0.00
89	"	"	PS-26	○	○	○	○	○	0.00

Nº	Ubicación		Nivel Freático (mt)					
			0.05m	0.10m	0.15m	0.20m	0.25m	
90	Zona IV : Expansión Urbana	PS-28	○	△	△	●	●	0.00
91	" "	PS-30	○	○	○	○	○	0.00
92	Zona V : El Puerto	PS-1	○	○	△	△	●	1.00
93	" "	PS-2	○	○	○	○	○	0.80
94	" "	PS-3	○	○	△	●	●	0.90
95	" "	PS-4	○	○	△	●	●	0.90
96	" "	PS-5	○	○	△	●	●	0.70
97	" "	PS-6	○	○	○	○	○	0.70
98	" "	PS-7	○	○	○	○	○	1.40
99	" "	PS-8	○	○	○	○	○	0.90
100	" "	PS-9	○	○	△	●	●	1.00
101	" "	PS-10	○	○	△	●	●	0.50
102	" "	PS-11	○	○	○	○	○	0.50
103	" "	PS-12	○	○	○	○	○	0.60
104	" "	PS-13	○	○	●	●	●	0.30
105	" "	PS-14	○	○	●	●	●	0.60
106	" "	PS-15	○	○	△	●	●	0.20
107	" "	PS-16	○	○	△	●	●	0.20
108	" "	PS-17	○	○	△	●	●	0.20
109	" "	PS-18	○	○	△	●	●	0.20
110	" "	PS-19	○	○	△	●	●	0.20
111	" "	PS-20	○	○	○	○	●	
112	" "	PS-21	○	○	○	○	●	
113	" "	PS-22	○	○	○	○	●	
114	" "	PS-23	○	○	○	○	●	
115	" "	PS-24	○	○	○	○	●	
116	" "	PS-25	○	○	○	○	●	
117	" "	PS-26	○	○	○	○	●	
118	Jr.Fco.Bolog-J.Tumbos	PS-1	○	△	●	●	●	1.90
119	" "	PS-2	○	○	●	●	●	1.90
120	Sider Perú-Planta Alambrón	PS-1	○	○	○	○	○	3.80

Nº	Ubicación	0.05g	0.10g	0.15g	0.20g	0.25g	Nivel Freático (mt)
121	Sider Perú-Planta Térmica						
	PS-1	○	○	○	○	●	1.00
122	" "	○	○	○	○	△	1.00
123	" "	○	○	○	△	△	0.90
124	Sider Perú-Planta Alambrón						
	PS-2	○	○	○	○	○	3.90
125	" "	○	○	○	○	○	4.00
126	" "	○	○	○	○	○	4.10
127	" "	○	○	○	○	△	
128	" "	○	○	○	○	△	
129	" "	○	○	○	○	△	
130	" "	○	○	○	○	○	
131	" "	○	○	○	○	○	
132	" "	○	○	○	○	△	
133	" "	○	○	○	○	○	
134	" "	○	○	○	○	△	
135	" "	○	○	○	○	○	
136	" "	○	○	○	○	△	
137	Complejo Pesquero Samanco						
	PS-3	○	○	△	●	●	2.80
138	" "	○	○	△	●	●	2.60
139	Fábrica Conserv. Samanco						
	PS-1	○	○	△	●	●	3.10
140	" "	○	○	△	●	●	3.30
141	" "	○	△	●	●	●	2.30
142	" "	○	●	●	●	●	2.30
143	" "	○	△	●	●	●	2.50
144	Pabellón Frio - Samanco						
	PS-1	○	△	△	●	●	4.20
145	" "	○	○	△	△	●	3.60
146	" "	○	○	○	△	△	3.60
147	" "	○	○	○	△	●	3.20
148	" "	○	○	○	△	△	3.50
149	" "	○	○	○	△	●	3.20
150	" "	○	○	○	△	●	3.40

de la Ciudad de Chimbote.

En los mapas confeccionados se advierten zonas que son más susceptibles al colapso a medida que incrementa la aceleración máxima superficial, tales como San Isidro y 21 de Abril en la zona Norte del Casco Urbano y la Urbanización 1ro. de Mayo y el P.J. 3 de Octubre hasta una aceleración de 0.15 g. Figs. 7.12, 7.13 y 7.14. Esto, debido a la presencia del nivel freático cercano a la superficie inferior a 5.00 mt., la calidad de los materiales y componentes arenosos de origen fluvial y marino cuya compacidad son medianamente blandos y saturados. Además, la zona Norte del Casco Urbano son áreas ganadas a terrenos agrícolas y pertenecen a la zona III de la microzonificación sísmica.

Cuando la aceleración se incrementa a 0.20 g y 0.25 g., Figs. 7.15 y 7.16 respectivamente, las zonas potencialmente licuables se encuentran en las cercanías de la Av. Industrial, la Caleta, Miramar Bajo, por la Panamericana Sur se encuentran las zonas 27 de Octubre, Villamaría y el Area Industrial N° 4. En las zonas cercanas a la Urbanización Buenos Aires los problemas de asentamientos en su mayor parte se produce por efectos de densificación dado que el nivel freático se presen-

tan a profundidades superiores a 10 mt. el cual tiene pocas posibilidades a licuarse pero sí asentamientos - por efectos sísmicos debido a la interacción del suelo y estructura. En la Costa Norte de la bahía de Chimbote se ha considerado muy propenso a los efectos de licuación dado que se han registrado evidencias después del terremoto 1970. El terremoto del 31 de mayo de 1970 (magnitud 7.75) fué el terremoto más desastroso en la Ciudad de Chimbote. Los daños en las construcciones y otras obras de ingeniería se extendió por la zona de Villamaría y Area Industrial por la Panamericana. La distribución de daños sobre la ciudad realizada por la misión Japonesa se muestra en la Fig. 7.17. Esta distribución se ha desarrollado en base a daños investigados y a la observación de movimientos vibratorios secundarios. Si se supone las zonas susceptibles a sufrir el colapso por efectos de licuación de suelos que podría producir cuando el suelo experimenta un nivel - de movimiento con una aceleración promedio de 0.25 g. se puede advertir zonas muy extensas que podría sufrir considerables daños por efecto de licuación y densificación. Por ejemplo en las inmediaciones de la Av. Industrial del Casco Urbano y la Urbanización Los Pinos al Norte de la Ciudad. Por la zona de Buenos Aires los problemas de la densificación de suelos serán inminentes.

En consecuencia, estos análisis nos ha permitido delinear zonas susceptibles a sufrir efectos de licuación de suelo o densificación de acuerdo a diferentes niveles de movimiento cuya representación gráfica superpuesta al plano Catastral actualizado, Plano PC/01/87, puede proporcionarnos objetivamente soluciones técnicas respecto a las decisiones que hay que tomar cuando se trata de utilizar una zona dentro de la ciudad para fines de construcciones civiles u obras de arte. Esta representación gráfica constituye también un aporte a la ingeniería peruana cuando se trata de redistribuir mediante una planificación urbana edificaciones de tal forma que disminuya las pérdidas de vidas humanas y la destrucción de edificios durante un movimiento sísmico similar o más severo que la del 31 de Mayo de 1970.

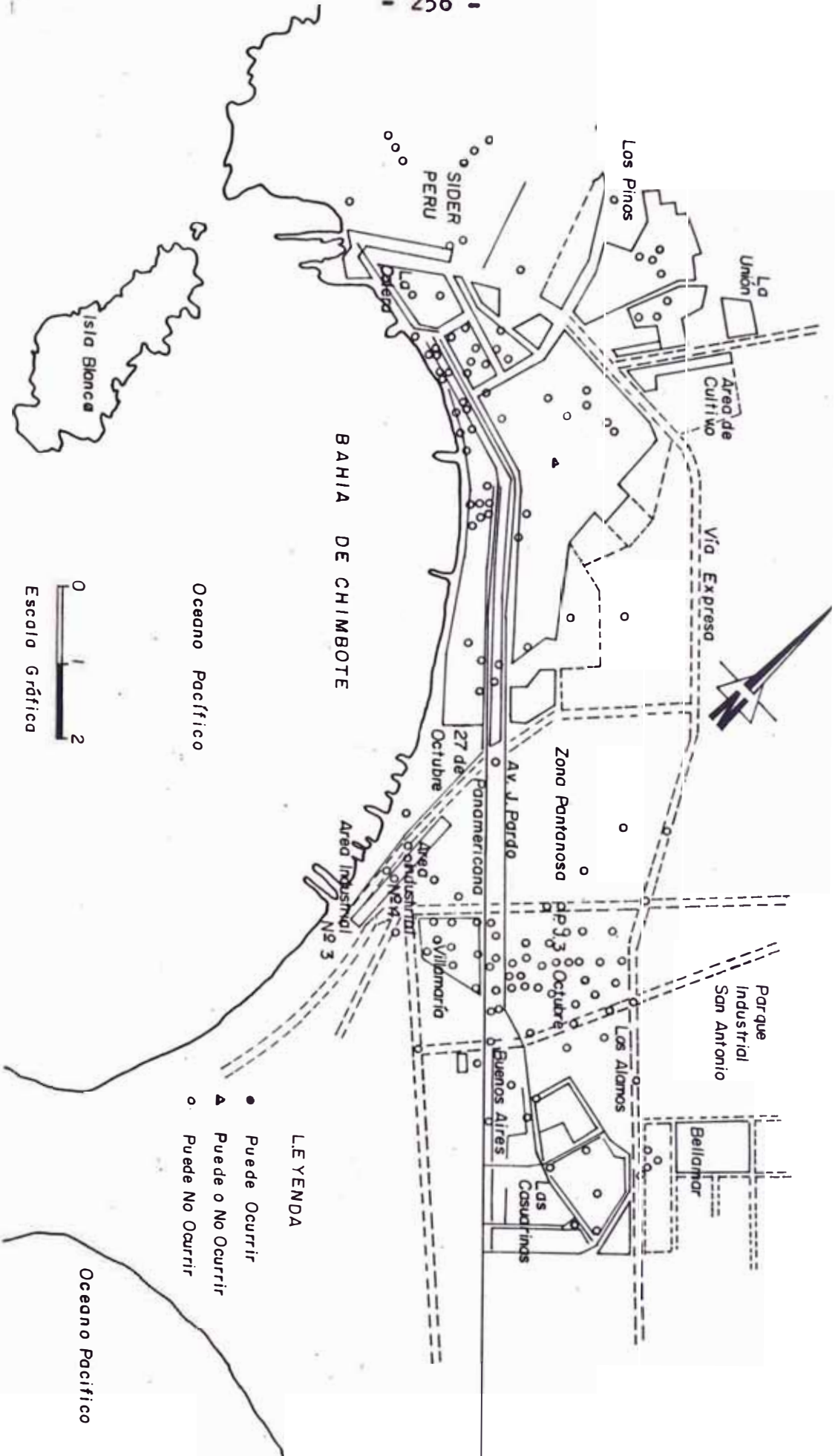


FIG. 7.12 MAPA DE SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUACION Aceleración 0.05g

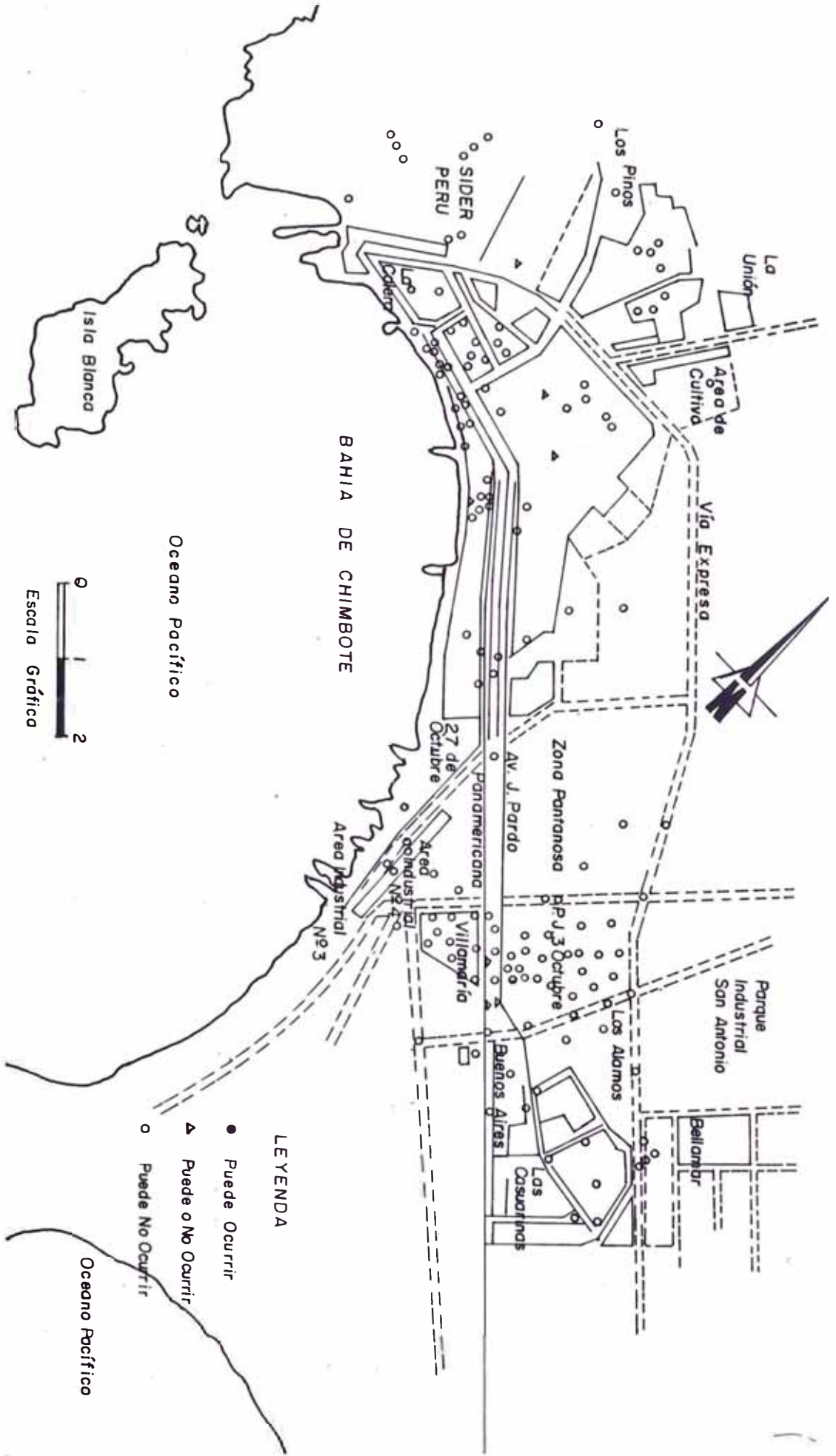
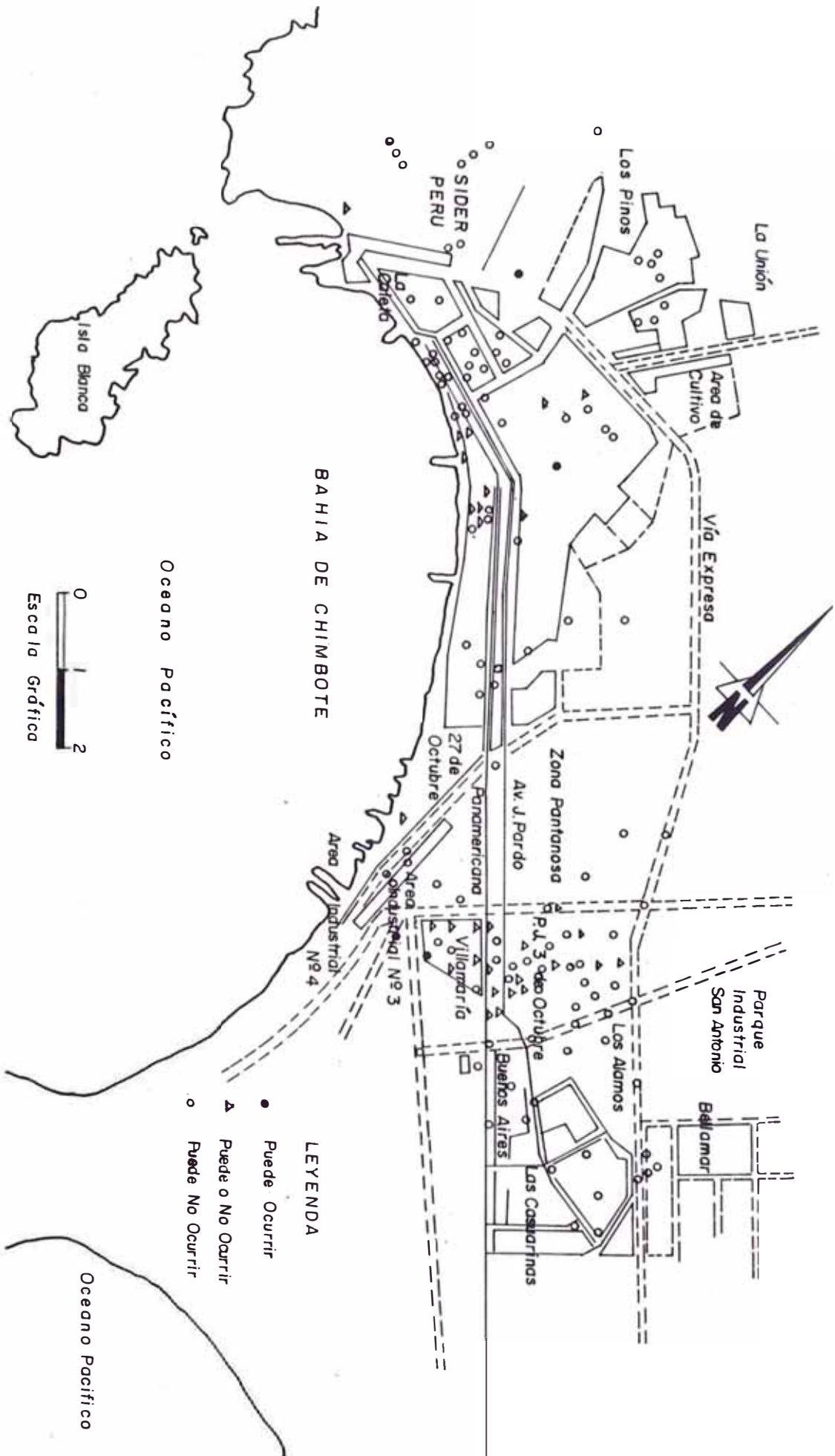


FIG. 7.13 MAPA DE SUSCEPTIBILIDAD A LA LIGUACION Aceleración 0.10g

FIG. 7.14 MAPA DE SUSCEPTIBILIDAD A LA LIQUACION Aceleración 0.15g



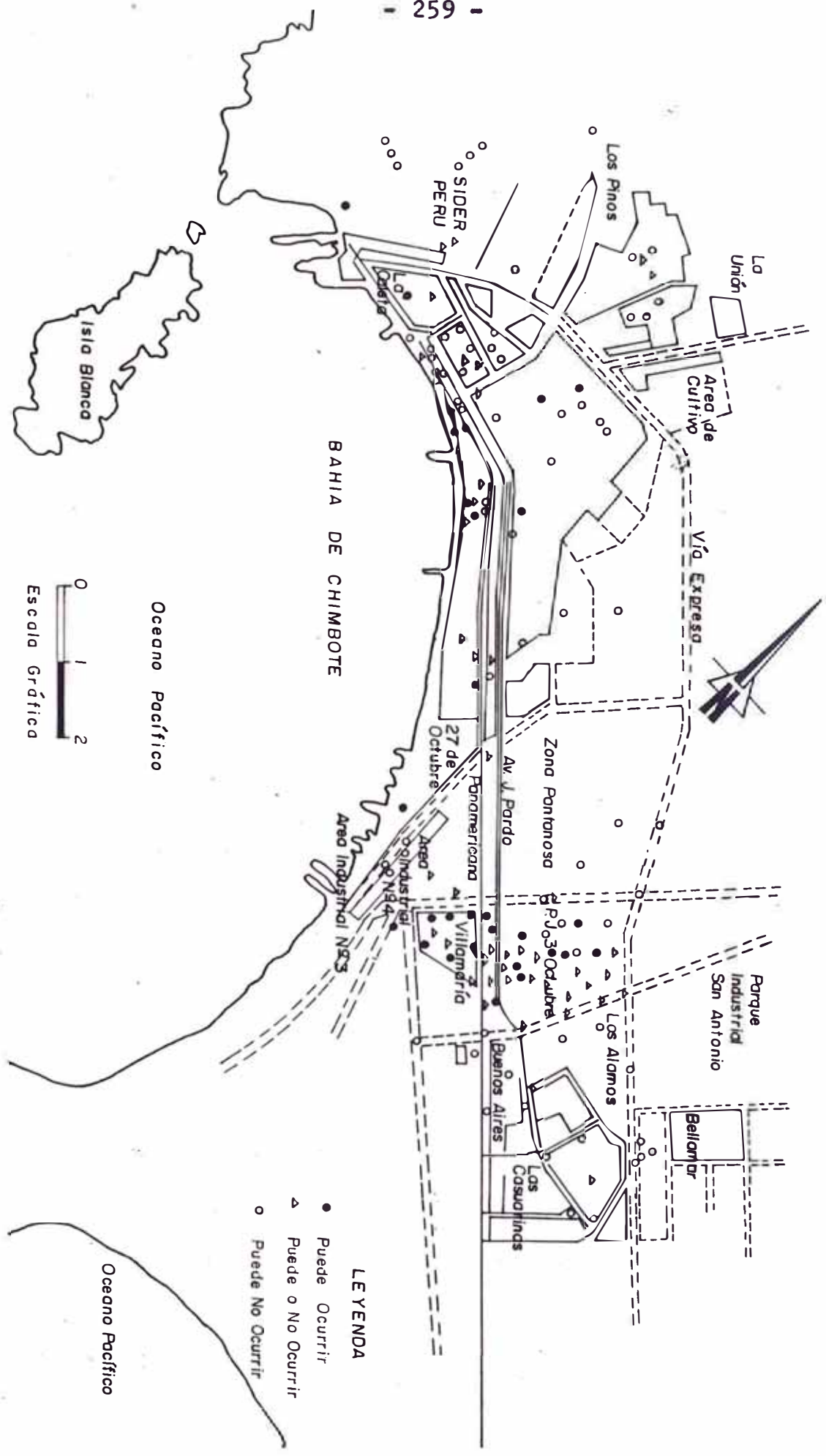


FIG. 7.15 MAPA DE SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUACION Aceleración 0.20 g

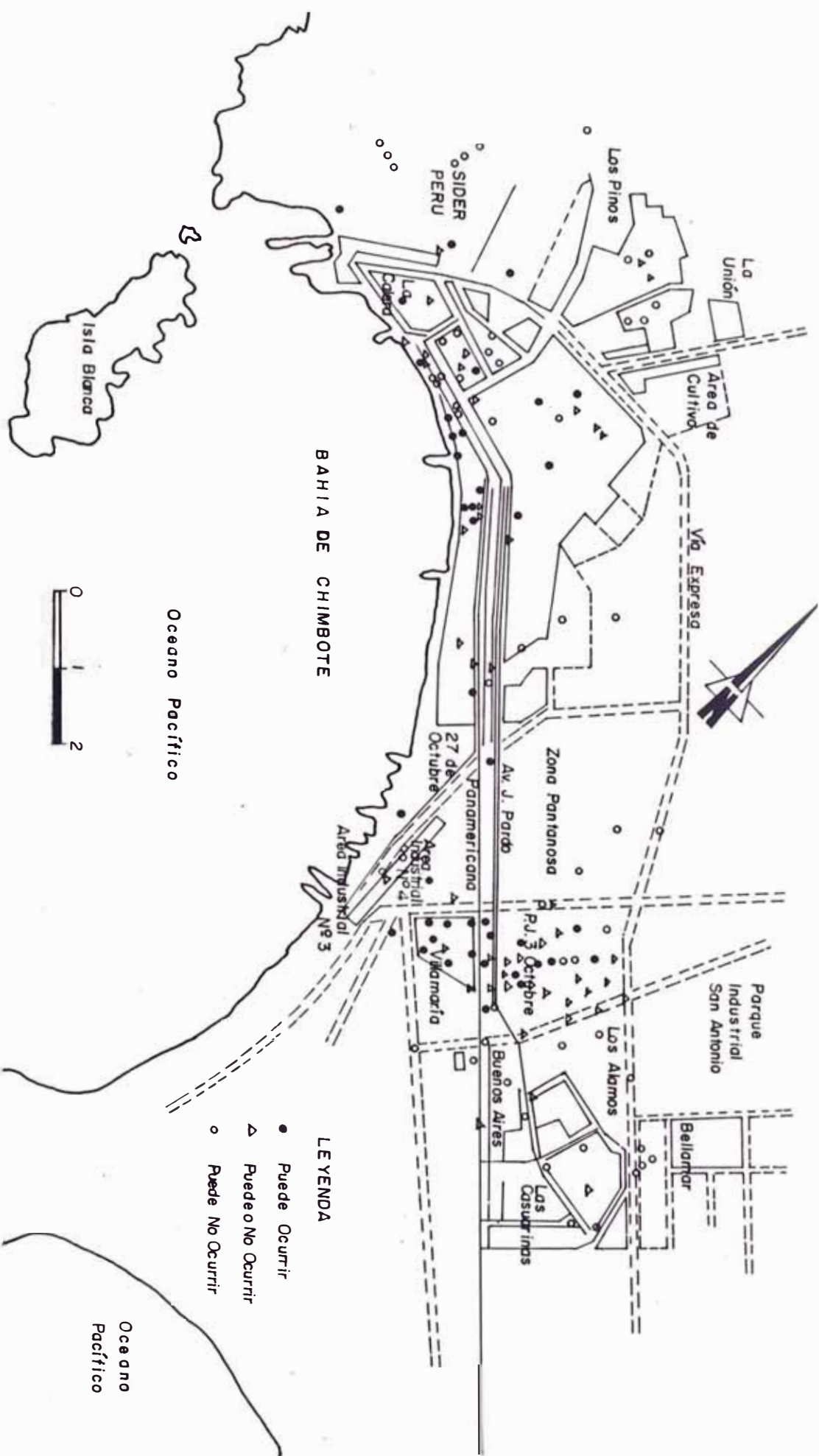


FIG. 7.16 MAPA DE SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUACION Aceleración 0.25 g

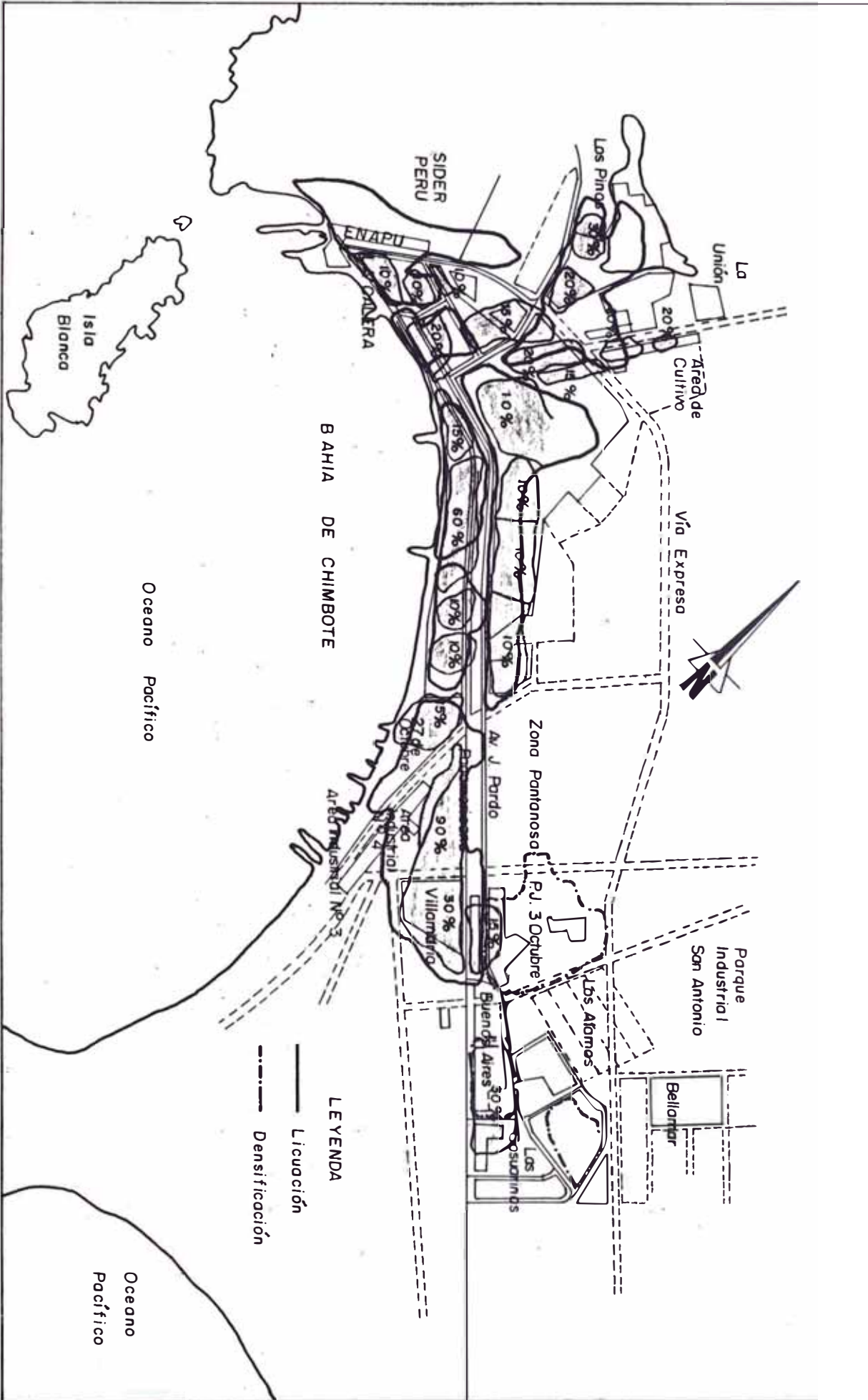


FIG. 7.17 PROBABLE DISTRIBUCION DE DAÑOS POR EFECTOS DE LICUACION Y DENSIFICACION DE SUELOS PARA UNA INTENSIDAD SISMICA 0.25 g.

CAPITULO VIII

CONCLUSIONES

8.1 METODOLOGIAS DE ESTUDIO

Cuando se trata de resolver problemas de pérdida de la capacidad portante por efecto de licuación de suelos en proyectos civiles o una planificación urbana se requerirán metodologías de estudio que consideren desde la selección, ubicación e identificación de zonas más desfavorables aplicando procedimientos empíricos o analíticos que determinen parámetros importantes y necesarios para formar un juicio estimativo y suficiente en la resolución del problema.

Las exploraciones de campo y laboratorio se desarrollarán de acuerdo al grado de aproximación de los resultados, asimismo, las profundidades de los pozos de reconocimiento dependerán de la importancia del estudio.

De acuerdo a las características físicas de los suelos encontrados en la zona de estudio, se decidirá la conveniencia de utilizar correlaciones empíricas y/o ensayos de laboratorio para obte -

ner sus propiedades que determinarían valores representativos en el procedimiento de cálculo para evitar la omisión de otros valores, debido a algunas discordancias en la observación directa, que influyen significativamente en la resistencia del suelo.

El grado de aproximación de los parámetros que gobiernan las propiedades dinámicas del suelo dependen de los antecedentes que caracterizan al fenómeno de licuación, la disponibilidad de registro de campo, elección de procedimiento de cálculo adecuados y la magnitud del proyecto.

8.2 SELECCION DE MODELOS DINAMICOS DE SUELOS

Existen por lo general dos criterios para seleccionar el modelo requerido.

- a) Elegir un modelo que reproduzcan o involucren todas las modalidades que puede tener el suelo representado, tales como, la no linealidad y el efecto viscoso (Modelo Constitutivo de Ramberg-Osgood, Modelo visco elástico lineal, etc.).
- b) Elegir un modelo simple, con características de esfuerzo-deformación lineales, para que proporcionen los aspectos claves de un problema específico y tenga sus parámetros ajustados al nivel

de deformación esperado.

El modelo no lineal descrito en la Secc. 2.3 posee las siguientes consideraciones :

1. Estado de Esfuerzos :

- El comportamiento dinámico tiene un estado de corte biaxial cíclico y admite movimientos multidireccionales.

2. Hipótesis :

- Los esfuerzos de corte actúan en un estado isotrópico y varía linealmente con la presión efectiva.
- Se considera grandes deformaciones de corte plástico.

3. Método de análisis :

- Método de los Elementos Finitos.

4. Características :

- En la deformación volumétrica el material presenta dos fases:
 - a) Suelo granular poroso deformable.
 - b) Poros de Agua
- Cumple la ley de flujo de Darcy
- Plano Nodal con 4 grados de libertad.
 - a) 3 Componentes de desplazamiento del sólido granular.

b) 1 Componente de desplazamiento de poros de agua.

- Estado de esfuerzos. Cada elemento presenta :

a) 2 esfuerzos de corte horizontal, y

b) 1 presión afectiva.

8.3 PROPIEDADES DEL SUELO

- Las condiciones locales en el área donde la licuación de suelos puede ocurrir se conocen mediante estudios de campo y laboratorio; teniendo en cuenta la ejecución de pozos de reconocimiento para estos fines. Las propiedades dinámicas del suelo establecen las condiciones reales de la estructura interna del suelo mediante los parámetros obtenidos de los ensayos de laboratorios que consideran vibraciones cíclicas que simulan movimientos sísmicos.

1. Estudios de Campo :

Con el ensayo de Penetración Estandar (SPT) permite conocer la capacidad de los estratos, el ángulo de fricción interna (ϕ), la resistencia a la Compresión simple (q_u). Las condiciones de ensayo deben corregirse considerando la energía impulsiva: multiplicando los valores N (Nº de golpes) medidos por un factor determina-

do después de observar las condiciones del cable empleado y tambor rotatorio.

El ensayo de Penetración Cónica permite conocer las mismas propiedades del suelo del ensayo de Penetración Estandar pero proporcionan datos mucho más rápido, proporcionan registros continuos de resistencia a la penetración en algunas perforaciones, es menos vulnerable de cometer error en la lectura y no se realiza correcciones debido a la energía impulsiva.

Las técnicas de muestras deben ser tales que se puedan extraer muestras inalteradas que no modifique las condiciones reales del campo.

Los Métodos Geofísicos determinan las variaciones de las características físicas en los diferentes estratos de subsuelo o en los contornos de la roca basal que subyace a depósitos rudimentarios. Evalúa indirectamente el módulo elástico E y de corte G . En el análisis del potencial de licuación no se utilizan estos perímetros porque las ondas compresionales que se propagan por medios saturados, no resultan útiles en la determinación de las propiedades de la estructura del suelo arenoso, ya que ellas viajan fundamentalmente a través del agua. Para eliminar las desventajas

provenientes de la utilización como fuente de energía de un solo impulso que dificulta duplicar el protón de ondas generado, se puede utilizar un dispositivo vibro compactación en la técnica de hoyos paralelos de tal forma que se deduzcan continuamente ondas paralizadas de compresión o cortante.

El método vibrosuperficial determina empíricamente el módulo de Corte G, mediante la medición de la longitud de onda superficial que genera el vibrador trabajando a una determinada frecuencia.

Los ensayos de placa evalúan el módulo de rigidez del suelo, K. En la práctica son los menos usados por la cantidad de variables que conforma la fórmula empírica.

Existen teóricamente tres maneras de determinar el amortiguamiento a través de pruebas de campo :

- a) Mediante la observación de la disminución de las amplitudes de vibración que ocurren durante un temblor.
- b) A través de observaciones de las reducciones de la amplitud de vibraciones producidas por explosiones.
- c) Mediante el uso de generadores u otras fuentes de energía que producen microtemblores en el suelo.

- El método vibratorio que emplea pilotes de compactación registran mediciones de incrementos de la presión de poros a fin de predecir el desarrollo de licuación de suelos mediante movimientos vibratorios en el sitio de prueba.
- El método vibratorio utilizando explosivos determina el potencial de inestabilidad de los suelos durante movimientos sísmicos mediante las presiones de poro registradas. Los asentamientos que ocurren sobre la superficie de terreno después de las explosiones se toma como un índice de inestabilidad.
- Mediante el método de resistividad eléctrica se determinan los tipos de estratos de suelo midiendo la resistividad a diferentes profundidades de un mismo lugar y la resistividad a una misma profundidad para definir la mayor o menor resistividad eléctrica cuando una corriente es inducida a través de ellos.
- El programa de medición de campo con ensayos en observación directa registran el comportamiento de depósitos de suelo a los efectos de licuación mediante la presión de poros registrados directamente en el mismo instante cuando un movimiento -

sísmico está presente. Para obtener los resultados se tiene que realizar trabajos preoperativos adecuados y costosísimos tales como la instalación de equipos de campo, preparación de los depósitos de arena y espera de la ocurrencia de un movimiento sísmico real.

2. Laboratorios de Investigación :

El ensayo triaxial cíclico consiste en aplicar esfuerzos longitudinales de compresión y tracción a una probeta cilíndrica de suelos montada dentro de una cámara triaxial convencional. Mediante este ensayo se obtiene las deformaciones de la muestra ~~trabajo~~ diferentes niveles de esfuerzo cuando se aplica vibraciones cíclicas, asimismo, se registran la presión intersticial dinámica.

El ensayo de Corte Simple Cíclico permite determinar el módulo de Corte medidos ~~se~~ directamente de los registros cíclicos y las correspondientes deformaciones constantes.

El módulo de Corte también se determina mediante el ensayo de Corte por tensión del tipo Hardin y Drenevich o del tipo Zeevaert.

Por la simplicidad en la ejecución de prueba y por la posibilidad de aplicarla en varios tipos de sue

los, la Prueba de la Columna resonante es la más usada en los laboratorios de dinámica de suelos - para determinar el módulo de Young (E) y el módulo de Corte (G) cíclicos.

- Las Pruebas de las Mesas vibratorias son utilizadas cuando se requieren obtener Módulos de Cortes de especímenes grandes. La ejecución de este ensayo es sumamente laboriosa y en algunos casos costosa, sin embargo son los más utilizados exclusivamente para trabajos de investigación.
- Las pruebas pulsativas determinan el Módulo de Corte a través de impulsos eléctricos.

8.4 INFLUENCIA DE ALGUNOS PARAMETROS DE SUELOS

Los resultados de algunos métodos de análisis que determinan parámetros de suelos dependen de los valores de entrada; esta dependencia puede ser lineal o no lineal. Pequeñas variaciones en algunos parámetros pueden causar cambios considerables en la respuesta del sistema.

En la interpretación de los resultados del análisis puede ser de suma importancia el conocimiento de la forma como las respuestas del sistema dependen de los parámetros de entrada, dado que existen cantidau

des inseguras asociadas a los valores reales de dichos parámetros.

La susceptibilidad del suelo a los efectos de licuación estaría determinada hasta un grado bastante alto por su porosidad o densidad relativa, es decir, dado un movimiento sísmico un depósito de arena puede sufrir un colapso en su estructura interna mientras que en el mismo material en estado más denso no puede ocurrir.

Cuando el esfuerzo efectivo in-situ tiene un valor relativamente alto en un depósito de arena o cuando el nivel freático es más profundo, un depósito de arena es menos susceptible a licuarse, recíprocamente, para una misma densidad relativa existirá una aceleración máxima superficial que pueda causar efectos de licuación en cuanto menos profundo se encuentre el nivel freático.

La presencia del efecto de licuación durante un terremoto en depósito de arena saturado, ocurre en el momento probablemente de las ocurrencias del máximo esfuerzo de Corte, a su vez la presión de poros se ha desarrollado completamente en el curso de la aplicación del esfuerzo de Corte predominando la condición no drenada. Las condiciones de drenaje dependen de las proporciones de esfuerzo, coe

ficiente de permeabilidad del suelo, la geometría y condiciones de borde de un espécimen; drenaje en un movimiento sísmico es el grado de disipación de la presión de poro durante el proceso de carga. Cuando la presión de poros en el depósito licuado permanece por un largo período de tiempo, sin comenzar la disipación, el asentamiento de la estructura suprayacente, continuaría y daría lugar a daños considerables.

Los efectos del coeficiente de permeabilidad está íntimamente ligado a la disipación de la presión intersticial durante un movimiento sísmico. Los efectos de licuación se producen con mayor rapidez para valores más pequeños del coeficiente de permeabilidad. La razón principal de esta tendencia es debido a que la presión de poros excesiva generada por el movimiento puede disiparse rápidamente a zonas adyacentes cuando el coeficiente de permeabilidad es relativamente mayor, de este modo, reducirá la probabilidad de licuación.

En un depósito de arena saturado, para una densidad relativa inicial constante, la susceptibilidad al efecto de licuación se incrementa con la presión de Confinamiento, K_0 . La influencia del valor K_0 , al momento de producirse licuación inicial debido a la

proporción, de esfuerzos cíclicos sobre una consolidación anisotrópica puede evaluarse propiamente si el esfuerzo normal principal se utilice como un índice que especifique el confinamiento total de la arena. Además, cuando la arena saturada consolidada bajo las condiciones K_0 es sometida a esfuerzos de corte cíclico horizontal con la deformación lateral perfectamente confinada, los esfuerzos laterales variarán para producir un estado de esfuerzos isotrópicos cercanos a sufrir el colapso por efectos de licuación.

- En el complicado registro de esfuerzos de corte en función del tiempo causado por la propagación de ondas de corte durante un sismo, en un depósito de arena, cuyas condiciones locales son establecidas, la vulnerabilidad a la licuación durante un movimiento sísmico, depende de la magnitud de los esfuerzos o deformación inducidas por el propio sismo, las cuales están relacionadas con la magnitud de las sacu-didas.
- El tiempo transcurrido en la retención de la presión intersticial será dirigido principalmente por la condición no drenada, así como la magnitud del movimiento después del paso del máximo esfuerzo de Corte. La suma total de la presión intersticial que permanece

por un período de tiempo largo en un depósito de suelo causará grandes asentamientos en las estructuras suprayacentes.

8.5 INFLUENCIA SÍSMICA MULTIDIRECCIONAL

En la interacción simultánea entre las dos componentes horizontales y la influencia de la componente vertical de un movimiento sísmico pueden afectar significativamente al estado de la respuesta sísmica superficial.

La influencia de la componente vertical de un sismo sobre la presión intersticial es relativamente menor, aparte de causar algunas oscilaciones. Entonces, en el desarrollo de los efectos de licuación la componente vertical de la aceleración del movimiento sísmico no afecta considerablemente.

El grado de interacción de las respuestas sísmicas entre los dos componentes horizontales del movimiento sísmico puede evaluarse mediante el análisis del espectro de respuesta sísmica en la superficie del suelo. Los espectros de respuesta sísmica de ambos análisis son generalmente similares, sin embargo, en el análisis bi-direccional fluye en ambas direcciones las aceleraciones máximas espectrales.

La interacción entre las dos componentes de movimiento producen variaciones en el espectro de respuesta en la superficie del suelo, pero, sin que cambie totalmente su forma.

- Las respuestas sísmicas de un depósito arenoso se pueden definir a través de los espectros de amplificación de ondas cortantes. El análisis de amplificación se puede determinar mediante los espectros de Fourier.
- Las respuestas sísmicas en la superficie se utilizan como "inputs" para el análisis dinámico de estructuras que se apoyan en la superficie del terreno.

8.6 EVALUACION DE RESPUESTAS SISMICOS Y EFECTOS DE LIQUACION DE SUELOS.

8.6.1 RESPUESTAS SISMICAS

Las respuestas sísmicas se caracterizan por el comportamiento del suelo y de las cimentaciones cuando la transmisión de los movimientos sísmicos ocurren del suelo hacia la estructura a través de la cimentación. Esta transmisión de movimientos se denomina condiciones locales del suelo en la respuesta

de una estructura.

El riesgo sísmico de un depósito de suelo se incrementa cuando la distancia epicentral de un punto específico en la superficie terrestre está próxima al punto donde se origina el sismo.

Las propiedades y el comportamiento del suelo varía según la estratigrafía de un depósito de suelo cuando son sometidas cargas sísmicas. Cada tipo de suelo de un estrato difieren principalmente en las condiciones de esfuerzo-deformación cuando actúan cargas constantes cíclicas debido al incremento de la presión efectiva a medida que los estratos son más profundos.

Los parámetros que caracterizan las profundidades del suelo son básicamente el módulo de corte efectivo, la velocidad de onda de corte efectivo y la relación de amortiguamiento.

Una manera de estudiar el efecto de las condiciones locales del suelo es a través de la llamada teoría de amplificación de ondas cortantes. El procedimiento de cálculo se puede definir utilizando un regis-

tro sísmico acondicionado a las características del sitio cuando se analizan estructuras importantes o mediante aplicación de los Códigos de diseño sísmico que cada país establece.

8.6.2 LICUACION DE SUELOS

En la evaluación del potencial de licuación se consideran básicamente los procedimientos :

- a) Procedimientos basados en la recopilación de datos acerca de las características de depósitos de arena después de un sismo o características in-situ a fin de determinar probables semejanzas en cualquier otro lugar de acuerdo a su comportamiento.
- b) Procedimientos basados en la evaluación de las condiciones de esfuerzo-deformaciones cíclicas probables que podrían desarrollarse en el campo mediante la aplicación de un sismo de diseño previamente establecido; posteriormente se comparan la composición de dichos esfuerzos y deformaciones con aquellas observadas en

muestras representativas que causan efectos de licuación en los laboratorios.

- Algunos ensayos de laboratorio han demostrado que los suelos de granulometría uniforme son mucho más susceptibles a los efectos de licuación que los suelos bien graduados (coeficiente de uniformidad de inferior a 2).
- Entre los suelos de granulometría uniforme las arenas finas tienden a sufrir efectos de licuación más fácilmente que las arenas gruesas, gravas, limos y arcilla.
- Un depósito de arena a 40% o 50% de densidad relativa puede fluir como un líquido una vez alterado su estructura interna. Densidades relativas entre 70% a 90% es posible que no estén afectados a problemas de licuación.
- Un depósito de suelo compuesto de material arenoso en relleno es menos susceptible a los efectos de licuación que un suelo del mismo material en estado natural puesto que la presión de confinamiento es mayor debido a la compactación realizada en la formación del relleno.

8.7 MAPAS DE SUSCEPTIBILIDAD SISMICA EN LA CIUDAD DE CHIMBOTE

Los métodos y la investigación que constituyen el presente trabajo nos han permitido obtener resultados respecto a respuestas sísmicas, potencial de licuación o densificación de suelos bajo diferentes niveles de movimiento. A su vez estos resultados han servido de base para delinear zonas susceptibles a sufrir colapsos inesperados en el interior de los depósitos de suelo por efectos de movimientos sísmicos. La representación gráfica nos proporciona objetivamente soluciones técnicas cuando se tratan de definir la vulnerabilidad a los efectos de licuación o densificación de suelos de alguna zona dentro de la Ciudad para los fines en la elaboración de proyectos de ingeniería o una planificación urbana. Esta misma metodología puede aplicarse en cualquier otra ciudad de nuestro litoral que han sido pocas veces estudiados pero potencialmente pueden sufrir consecuencias funestas en cuanto a pérdidas de vidas y destrucción de viviendas se refieren cuando un movimiento sísmico severo está presente.

- En el análisis comparativo entre la representación

gráfica de la Distribución de daños obtenidas después del sismo del 31/05/70 por la Misión Japonesa (68) y la Probable Distribución de daños por efectos de licuación y densificación de suelos para una intensidad sísmica esperada de 0.25 g. Fig. 7.17, se pueden advertir zonas muy extensas susceptibles a sufrir daños por dichos efectos, tales como en las inmediaciones de la Avenida Industrial en el Casco Urbano, la Urbanización los Pinos y la zona norte de la Bahía, asimismo en la zona de Buenos Aires los problemas de densificación de suelos serán inminentes. Por consiguiente, las Autoridades de la Ciudad de Chimbote deberán disponer una exhaustiva revisión en la estabilidad de las estructuras en viviendas, edificios o aquellas que sostienen maquinarias pesadas, etc. especialmente la cimentación de dichas estructuras. De acuerdo a la evaluación de las inspecciones oculares se prepararan programas de rehabilitación o reubicación, según sea el caso, de la población afectada a fin de prevenir problemas que atentan a la integridad física de los habitantes.

- La aplicación de programas de cómputo preparadas y acondicionadas en base a metodologías apropiadas

para establecer un análisis de susceptibilidad a la licuación, son útiles para definir niveles de movimiento que permitan clasificar zonas potencialmente licuables en la Ciudad de Chimbote, logrando confeccionar diagramas de ocurrencia para los 150 lugares investigados en las inmediaciones de la Ciudad. Las características del suelo y sus parámetros en las zonas críticas poseen las siguientes condiciones :

- . El nivel freático es superficial y se presenta a profundidades menores de 5 mts.
- . Los depósitos son arenosos, sin la presencia de estratos limosos y gravosos, con espesores superiores a 1.0 mt.
- . El valor N_{60} del SPT sin ser corregido en todos los casos es menor a 15 golpes/pie.
- . El contenido de finos es inferior a 15%.
- . Los granos uniformes tienen un coeficiente de C_u 5.

Por otro lado, se ha determinado que el esfuerzo efectivo "in situ" es significativamente influenciado por la posición del nivel freático cuando dicho valor es relativamente alto y cuando el nivel freático es más profundo, tal es el caso de

los depósitos de suelos en la zona de Buenos Aires que son menos susceptibles a licuarse, asimismo, los efectos de licuación pueden producirse con mayor rapidez cuando el coeficiente de permeabilidad sea muy pequeño, la razón principal de esta tendencia puede definirse en términos del grado de disipación de la presión de poros excesiva, es decir, para valores mayores del coeficiente de permeabilidad la presión de poros generada por el movimiento puede disiparse rápidamente a las zonas adyacentes, de este modo se reducirá la probabilidad de licuación.

REFERENCIAS

1. Alva, J., "BREVE HISTORIA DEL FENOMENO DE LICUACION DE SUELOS EN EL PERU", IV Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Lima Perú, 1983.
2. Ghabossi, J. and Dikmen, S.U., "LASS-III, COMPUTER PROGRAM FOR ANALYSIS OF SEISMIC RESPONSE AND LIQUEFACTION OF HORIZONTALLY LAYERED SAND", Report N° UIIU-ENG-79-2012, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, 1979.
3. Ishihara, K., Susumu, Y., "ESFUERZOS CICLICOS DE SUELOS INALTERADOS EN TOKIO OCCIDENTAL", Simposio Internacional sobre suelos bajo cargas cíclicas t - transitorias, Swansea 7-11 enero, 1980.
4. Ishihara, K., Kawase, Y., Nakahima, M., "LICUACION, CARACTERÍSTICAS DE DEPOSITO DE ARENA SOBRE TANQUES DE PETROLEO EN EL SISMO DE MIYA GIKEN - OKU", 1978.
5. Seed, H. Bolton, Idriss, I.M. and Arango, I., "EVALUATION OF LIQUEFACTION POTENCIAL USING FIELD PERFORMANCE DATA", ASCE Convention and Exposition, held at St. Louis, Mo., October 1981.
6. Carrillo, A., "LICUACION DE SUELOS ARENOSOS SATURADOS DE LAS ARENAS DE CHIMBOTE Y TUMBES", Memorias del III Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Funciones, Marzo de 1978, Lima-Perú.
7. Alva, H., "ESTUDIOS DEL POTENCIAL DE LICUACION DE SUELO DE CIMENTACION DE LAS OBRAS DEL PROYECTO CENTRAL HIDROELECTRICA DE CURUMUY", Informe presentado a la Gerencia de Estudios de Electro-Perú, 1982.
8. Ishihara, K., Troncoso, J., Kawase, Y., "ESFUERZOS CICLICOS CARACTERISTICOS EN ESCOMBRERAS DE EXPLOTACIONES MINERAS", Revista Suelos y Cimentaciones, Vol. 20, N° 4, Dic. 1980.
9. Seed, H.B. and Idriss, I.M., "SIMPLIFIED PROCEDURE FOR EVALUATING SOIL LIQUEFACTION POTENCIAL", J.S. M.F.R., ASCE, Vol. 97, NSMA, Prog., paper 8039, 1971

10. Alva Hurtado, J., "ESTUDIO DE LICUACION Y AMPLIFICACION SISMICA DE CHIMBOTE, PERU", IV Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Chiclayo - Perú, 1982.
11. Suguimura, Yoshiro, "TECNICA DE MICROZONIFICACION SISMICA PARA AREAS URBANAS", II Seminario Internacional de Ingeniería Sísmica, Lima-Perú, Nov. 1983.
12. Kuroiwa, J., "ESTUDIES ON THE PREVENTION OF EARTH - QUAKE DISASTERS AND THEIR APLICATION IN URBAN PLANNING IN PERU", Reunión de Expertos Ad-Hoc convocado por Naciones Unidas, Nairobi, Kenya, Enero 1981.
13. Seed, H. B., Arango, I., Chan, C. K., M. ASCE, Gómez Masso, A., Grant, R., "EARTHQUAKE-INDUCED LIQUEFACTION NEAR LAKE AMATITLAN, GUATEMALA", Journal of the Geotechnical Engineering Division, April 1981.
14. Ishihara, K. and Ogawa, Kaihei, "PORE PRESSURE BUILD-UP IN ALLUVIUM DUE TO PILE DRIVING".
15. Ishihara, K. and Takahashi, M., "LIQUEFACCION SUSCEPTIBILITY MAP OF DOWNTOWN TOKIO".
16. Zeinkiewicz, D.C., "EL METODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS", Editorial Reverte S.A., Tercera Edición, 1980.
17. Von Mises, R., "MECHANIK DER PLASTISCHEN FORMANDERUNG DER KRISTALLEN", Z. angew. Math, Mech., 8, 161-181, 1928.
18. Kodner, R.L. and Zelack, J.S., "A HIPERBOLIC STRESS STRAIN FORMULATION FOR SANDS", Proceedings, 2nd Pan-American Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brazil, Vol. 1, p.p. 289-324, 1963.
19. Ishihara, K., Tatsuoka, F. and Yasuda, S., "UNDRAINED DEFORMATION AND LIQUEFACTION OF SAND UNDER CYCLIC STRESSES", Soil and Foundations, Vol. 15, Nº 1., March 1975.

20. Tatsuoka, F. and Ishihara, K., "DRAINED DEFORMATION OF SAND UNDER CYCLIC STRESSES REVERSING DIRECTION", Soil and Foundations, Vol. 14, N° 3, December 1974.
21. Ghaboussi, J. and Dikmen, S.U., "LIQUEFACTION ANALYSIS OF HORIZONTALLY LAYERED SANDS", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 104, N° GT3, Mar. 1978.
22. Richart, F.E., Jr., "SOME EFFECTS OF DYNAMICS SOIL PROPERTIES ON SOIL STRUCTURE INTERACTION", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 101, No. GT12, Proc. Paper 11764, p.p. 1193-1240 Dec. 1975.
23. Mori, K. and Ishihara, K., "UNDISTURBED BLOCK SAMPLING OF NIIGATA SAND".
24. Ishihara, K., Silver, M.L., "LARGER DIAMETER SAND SAMPLING TO PROVIDE SPECIMENS FOR LIQUEFACTION TESTING".
25. Schmertmann, J.H., "USE THE S.P.T. TO MEASURE DYNAMIC PROPERTIES? - YES, BUT", Proceedings of the American Society for Testing and Material Symposium on Dynamic Field and Laboratory testing of Soil and Rock, June 29, 1977.
26. Kovacs, W.D., "VELOCITY MEASUREMENT OF FREE-FALL HAMMER", 1978.
27. Kovacs, W.D., Evans, J.C. and Griffith, A.H., "TOWARDS A MORE STANDARDIZED S.P.T.", Proceedings of the Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo-Japan 1977.
28. Douglas, Bruce, J., Olsen, Richard, S. and Martin, Geoffrey R., "EVALUATION OF CONE PENETROMETER TEST FOR S.P.T. LIQUEFACTION ASSESSMENT", In-situ Testing to Evaluate Liquefaction Susceptibility, Preprint 81-544, ASCE, 1981.

29. Schmertmann, J.H., "GUIDELINES FOR CONE PENETRATION TEST PERFORMANCE AND DESIGN", Report N° FHWA-TS-78-209, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D:C., July, 1978 p.p. 529-544.
30. Ishihara, K., Mitsui, Sh., "FIELD MEASUREMENTS OF DINAMIC PORE PRESSURE DURING PILE DRIVING", Proc. Int. Conf. on Microzonation for safer Construcción, University of Washington, Seattle, Vol II p.p. 529-544.
31. Florin, V.A. and Ivanov, P.L., "LIQUEFACTION OF SATURED SANDY SOILS", Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Vol. I, p.p. 107-111, 1961.
32. Kummeneje, D. and Eide, O., "INVESTIGATION OF LOOSE SAND DEPOSIT BY BLASTING", Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng. Vol. I, p.p. 491-497, 1961.
33. Prakash, S. and Gupta, M.K. "BLAST TEST AT TENUGHAT DAMITE", Journal of the Southeast Asian Society of Soil Engineering, VOL. I, N° 1, p.p. 41-50, 1970.
34. Ishihara, K., "FIELD MEASUREMENT PROGRAM FOR LIQUEFACTION STUDIES OF SAND DEPOSITS DURING EARTHQUAKES". Some Recent Earthquakes Engineering Research and Practice in Japan, Report N° 7703, Dec. 1976.
35. Tatsuoka, F., Iwasaki, T., Tokida, K., Yasuda, S. Hirose, M., Imain, T. and Koono, M., "A METHOD FOR ESTIMATING UNDRAINED CYCLIC STRENGTH OF SANDY SOILS USING STANDARD PENETRATION RESISTENCES", Soils and Foundations, Vol. 18, N° 18, N° 3, pp 43-58, 1978.
36. Whitman, R. V. "SOIL DYNAMICS NOTES", Massachusetts Institute of Technology, Civil Engineering Department. 1973.
37. Blain, J. "RESULTATS OBTENUS A LABORATOIRE CENTRAL en 1965 ET 1966", Bulletin des Laboratoires Roatiers, 1968.

38. Terzaghi, K., "EVALUATION OF COEFFICIENTS OF SUB - GRADE REACTION"; Geotechnique, p.p. 297 - 326, 1975.
39. Casagrande, A., "CHARACTERISTICS OF COHESIONLESS SOILS, AFFECTING THE STABILITY OF SLOPES AND EARTH. FILLS", Journal Boston Society of Civil Engineers, Enero 1936.
40. Deza E., Jaen H. y Kuroiwa, J., "INVESTIGATION OF THE PERUVIAN EARTHQUAKE OF OCTOBER 3, 1974 AND SEISMIC PROTECTION STUDIES OF THE LIMA METROPOLITAN AREA". Memorias de la VI Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, Nueva Delhi, India, Enero, 1977.
41. Kuroiwa, V., "ASPECTOS INGENIERILES DEL SISMO DE MAJES - AREQUIPA 16 DE FEBRERO 1979", Boletín de la Asociación Peruana de Ingeniería Sísmica, Abril 1979.
42. Ishihara, K. Takahashi, M., "PORE PRESSURE BUILD-UP IN ALLUVIUM DUE TO PILE DRIVING".
43. Ohashi, M., Iwasaki, T., Tatsuoka, F., "A SIMPLIFIED PROCEDURE FOR ASSESSING SEISMIC LIQUEFACTION OF SILTY SAND DEPOSITS".
44. Martínez, V., Alberto, "ASPECTOS GEOTECNICOS EN DINAMICA DE SUELOS", Universidad Nacional de Ingeniería, Lima-Perú, 1984.
45. Ishihara, K., "SIMPLE METHOD OF ANALYSIS FOR LIQUEFACTION OF SAND DEPOSITS DURING EARTHQUAKES", Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Soils and Foundations, Vol. 17, N° 3, September 1977.
46. Ishihara, K., Yasuda S., "SAND LIQUEFACTION IN HOLLOW CYLINDER TORSION UNDER IRREGULAR EXCITATION" Soil and Foundations, 1975, Vol. 15, N° 1, pp.45-459

47. Ishihara, K., "PORE WATER PRESSURE RESPONSE AND LIQUEFACTION OF SAND DEPOSIT DURING EARTHQUAKES", Proceedings of DMSR 77, Karlsruhe, 5-16 September 1977, Volumen II.
48. Fin, W.D.L., Pickering, D.J. y Bransby, "SAND LIQUEFACTION IN TRIAXIAL AND SIMPLE SHEAR TESTS", Proc. ASCE, SM4, pp. 639-659, 1971.
49. Seed, H.B., Peacock, W.H., "APPLICABILITY OF LABORATORY TEST PROCEDURES FOR MEASURING SOIL LIQUEFACTION CHARACTERISTICS UNDER CYCLIC LOADING", Earthquake Engineering Research Center, Report N° EERC 70-8, Noviembre 1970.
50. Ishibashi, I. and Sherif, M.A., "SOIL LIQUEFACTION BY TORSIONAL SIMPLE SHEAR DEVICE", Proc. ASCE, GT8, p.p. 871-888.
51. Ishihara, K., y Li, S., "LIQUEFACTION OF SATURATED SAND IN TRIAXIAL TORSION SHEAR TEST", Soils and Foundations, Vol. 12 N° 2, p.p. 19-39, 1972.
52. Ishihara, K., Iwamoto, S., Yasuda, S., y Takatsu, H. "LIQUEFACTION OF ANISOTROPICALLY CONSOLIDATED SAND", Proc. 9th International Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol II, p.p. 261-264, 1977.
53. Casaverde, M., L. Vargas N. J., "MAPAS DE DISTRIBUCION DEL MOVIMIENTO MAXIMO ESPERADO DEL SUELO POR ACCION SISMICA DEL PERU". IV Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Chiclayo-Perú, 1982.
54. Saragoni, R., Crempier, J., Rodrigo A., "CARACTERISTICAS EXPERIMENTALES DE LOS MOVIMIENTOS SISMICOS SUDAMERICANOS", Revista del Instituto de Investigaciones y Ensayos de Materiales (IDIEM) de la Universidad de Chile, N° 2, 1982.
55. Pyke, R.M, Seed, H.B., y Ghan, C.K., "SETTLEMENT OF SANDS UNDER MULTI-DIRECTIONAL SHAKING", Journal of

the Geotechnical Engineering. Division, ASCE, Vol. 101, No. GT4, 1975, p.p. 379-398.

56. Seed, H.B., Pyke, R.M. y Martin, G.R., "EFFECT OF MULTI-DIRECTIONAL SHAKING ON PORE PRESSURE DEVELOPEMENT IN SAND", Journal of the Geotechnical Engineering, División ASCE, Vol. 104, No.GT1, 1978.
57. Whitman, R.V., "RESISTENER OF SOIL TO LIQUEFACTION AND SETTLEMENT", Soil and Foundations, Japan. Soc. Soil Mech., Vol 11, N.4, p.p. 59-68, 1971.
58. Ocola, L., "LOS CATALOGOS DEL PROYECTO SISAN", V Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Tacna 1984.
59. Berg, Glen, V., Husid, L. Raúl. "STRUCTURAL EFFECTS OF THE PERU EARTHQUAKE", 1971.
60. Dobry, R. "SOIL PROPERTIES AND THE ONEDIMENSIONAL THEORY OF EARTHQUAKE AMPLIFICACION", Research Report R71-18, M.I.T. 1970
61. Whitman, Q.V., "EVALUACION OF SOIL PROPERTIES FOR SITE EVALUATION AND DYNAMIC ANALYSIS OF NUCLEAR PLANTS", Seismic Design for Nuclear Reactors, MIT Press R.J. Hansen, ed. p.p. 270-305, 1969.
62. Roesset, J.M., "FUNDAMENTALS DE SOIL AMPLIFICACION", Seismic Design for Nuclear Reactors, M.I.T., Press, R.J. Hansen, ed. pp. 183-244, 1969.
63. Hardin, B.O.y W.L. Black, "SAND STIPRNESS UNDER VARIOUS TRIAXIAL STRESSES", Journal Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.92, No. SM2, p.p. 27-42, 1966.
64. Dobry, R., "SOIL PROPERTIES AND THE ONE DIMENSIONAL THEORY OF EARTHQUAKE AMPLIFICACION", Roscard Report R 71-18, M.I.T. Dep. Civil Engineering, 1971.

65. Schanabel, P.B., Lysmer, J. y Seed, H.B., "SHAKE A COMPUTER PROGRAM FOR EARTHQUAKE RESPONSE ANALYSIS OF HORIZONTALLY LAYERED SITES", Report EERC 72-12, University of California, Berkeley, 1972.
66. Standards for a Seismic Civil Engineering Constructions in Japan, "EARTHQUAKE RESISTANT REGULATIONS FOR BUILDING STRUCTURES IN JAPAN", 1980.
67. Carrillo, A., "ESTUDIO DE SUELOS PARA CIMENTACIONES Y PAVIMENTOS", Programa Piloto para Asentamientos Orientados - Chimbote, CRYRZA-PNUD-Plan Desarrollo de Chimbote, 1972.
68. Misión Japonesa, "REPORT ON SEISMIC MICRO ZONING OF CHIMBOTE AREA-PERU", Overseas Technical Cooperation Agency Government of Japan, 1971.
69. Carrillo, A., "CONDICIONES GEOLOGICAS Y SISMOLOGICAS DE CHIMBOTE Y SU MICROREGION", Plan Director de Expansión Urbana-Chimbote-CRYRZA-PNUD-Plan de Desarrollo de Chimbote, 1973.
70. Ishihara, K., Sodekawa, M., Tanara, Y., "EFFECTS OF OVER CONSOLIDATION ON LIQUEFACTION CHARACTERISTICS OF SANDS CONTAINING FINES", Submitted to ASTM, Symposium on Dynamic Soil and Rock Testing in the field and laboratory for Seismic Studies, Denver, 1978.
71. Kishida, H., "CHARACTERISTICAS OF LIQUEFIED SANDS DURING MIND-OWARI, TOHNANKAI AND FUKUI EARTHQUAKES" Soil and Foundations, Vol.9, No.1, p.p.72-92, 1969.
72. Liao, Samsom S.C., Whitman, Robert V., "OVERBURDEN CORRECTION FACTORS FOR SPT IN SAND". Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, No. 3, March, 1986.