

85
2ej.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

Facultad de Ingeniería

**CIMENTACIONES EN SUELOS SUSCEPTIBLES
A LICUACION**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A N
LUIS ADRIAN LOPEZ FLORES
ABRAHAM BARANDA ESTRADA
ANTONIO MORALES ARMAS

Director de Tesis: Ing. José Springall Caram

México, D. F.

1987



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Í N D I C E

CAPÍTULO 1 :	INTRODUCCIÓN	2
CAPÍTULO 2 :	DESCRIPCIÓN DEL FENÓMENO DE LICUACIÓN DE SUELOS	
2.1	INTRODUCCIÓN	4
2.2	DESCRIPCIÓN	4
2.3	ANTECEDENTES	6
2.3.1	Experiencias Mundiales	6
2.3.2	Experiencias en México	7
2.4	FACTORES QUE INFLUYEN EN LA LICUACIÓN DEL SUELO	25
2.4.1	Características a Revisar del Suelo	25
2.4.2	Factores Ambientales y de Cargas Dinámicas Sobre el Suelo	46
2.5	EVIDENCIAS FÍSICAS DE LA LICUACIÓN DE SUELOS	56
2.6	ALGUNOS CRITERIOS PARA ESTIMAR LA SUSCEPTIBILIDAD A LICUACIÓN DE UN SUELO	62
CAPÍTULO 3 :	MEJORAMIENTO MASIVO DE SUELOS	
3.1	INTRODUCCIÓN	80
3.2	TIPOS DE MEJORAMIENTO MASIVO APLICABLES A SUELOS SUSCEPTIBLES A LICUACIÓN	80
3.2.1	Substitución del Suelo Licuable	81
3.2.2	Pozos de Disipación de Presión de Poro	81
3.2.3	Modificación de las Condiciones de Frontera	81
	COMPACTACIÓN POR VIBROFLOTACIÓN	83
	COMPACTACIÓN DE SUELOS POR MEDIO DE EXPLOSIVOS	98
	PILOTES DE COMPACTACIÓN	106
3.3	COMPARACIÓN ENTRE LOS MÉTODOS DE VIBROFLOTACIÓN, EXPLOSIVOS Y PILOTES DE COMPACTACIÓN	110

CAPÍTULO 4 : OPCIONES DE CIMENTACIÓN

4.1	ELECCIÓN DE LA CIMENTACIÓN	117
4.2	LA OPCIÓN DE CIMENTAR SUPERFICIALMENTE	119
4.3	LA OPCIÓN DE CIMENTAR COMPENSADAMENTE	125
4.4	LA OPCIÓN DE CIMENTAR A PROFUNDIDAD	125

CAPÍTULO 5 : EJEMPLO PRÁCTICO. CIMENTACIÓN DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO

5.1	DATOS DEL PREDIO Y DEL PROYECTO	133
5.2	CARACTERÍSTICAS DEL LUGAR	133
5.3	INVESTIGACIÓN DEL SUELO EN EL SITIO	138
5.4	EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN	150
5.5	MEJORAMIENTO DEL SUELO	153
5.5.1	Recomendaciones para el Mejoramiento del Suelo	156
5.6	ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN DE LOS TANQUES	156
5.6.1	Análisis de la Capacidad de Carga del Suelo	156
5.6.2	Cálculo de los Asentamientos	160
5.6.3	Recomendaciones para Diseño y Construcción	161

CAPÍTULO 6 : CONCLUSIONES 165

APÉNDICE 1 : DESCRIPCIÓN DE LA ANALOGÍA MECÁNICA DE HOUSNER

A.1	PROCEDIMIENTO PARA OBTENER LOS EFECTOS IMPULSIVOS	173
A.2	APROXIMACIÓN A LOS EFECTOS CONECTIVOS	175
A.3	APLICACIÓN DE LA ANALOGÍA MECÁNICA DE HOUSNER	180

REFERENCIAS 191

CAPITULO

1

CAPITULO 1

INTRODUCCION

Las Obras de Ingeniería Civil, como edificios, puentes, presas, bordos, caminos, aeropistas, canales... etc., se desplantan sobre o bajo la superficie del terreno y requieren de una cimentación apropiada que les proporcione seguridad y buen comportamiento a costos razonables.

Lo anterior implica la evaluación de la capacidad del terreno para soportar las cargas que le generará la propia estructura durante su vida útil. Dicha evaluación, o análisis de la capacidad de carga del suelo, es seguida del diseño de los elementos de transmisión de esas cargas hacia el mismo. Ambas partes son el objetivo principal de la Ingeniería de Cimentaciones.

Por otro lado, en la naturaleza existen muy diversos tipos de suelos, cada uno asociado con un comportamiento mecánico, y que plantean al ingeniero la necesidad de evaluar las propiedades estáticas y dinámicas de éstos requeridas para una correcta predicción del funcionamiento de la estructura. Posiblemente en la Ingeniería Civil no haya otra rama más rica en variedades de situaciones de aplicación que las cimentaciones, debido a que no se puede tipificar el diseño de una subestructura, pues como ya se dijo, depende de las propiedades mecánicas particulares que el suelo tenga.

En el Capítulo 2 de este trabajo se trata en especial con los suelos arenosos finos, sueltos y saturados, a los cuales se les encuentra muy frecuentemente en nuestro País, ya sea en sus costas o a lo largo de los ríos, formando depósitos extensos, y que en ocasiones son relativamente profundos. El aspecto del suelo a estudiar es su posible propensión a fallar ante cargas dinámicas, tanto naturales como artificiales. Así mismo, se incluyen algunos criterios para evaluar una probable falla de él. Siendo fundamental tener un entendimiento de comportamiento del suelo bajo diversas condiciones de carga, y así poder proceder a la elección del tipo de cimentación adecuada, y posteriormente su diseño, en este trabajo se hace especial atención al respecto.

En el Capítulo 3 se describen algunos métodos de mejoramiento masivo de suelos granulares, a los cuales según el Capítulo 2, se les identificó como potencialmente inestables; mientras que en el Capítulo 4 se incluyen algunas consideraciones que se deben hacer para la elección de la cimentación más adecuada de una estructura en este tipo de suelos.

Para el Capítulo 5 se presenta la solución de cimentación que se considera más apropiada para alojar un conjunto de tanques de almacenamiento en un terreno costero, el cual está formado por arenas sueltas y saturadas, y cuya ubicación es en el Puerto de Veracruz.

Por último, en el Capítulo 6 se establecen las conclusiones que se han derivado de la exposición del trabajo.

CAPITULO

2

CAPITULO 2

DESCRIPCION DEL FENOMENO DE LICUACION DE SUELOS.

2.1 INTRODUCCION

La respuesta de los suelos ante acciones dinámicas tiene formas muy variadas, dependiendo tanto del tipo de suelo como del tipo de la acción. Este fenómeno reviste importancia en cuanto que atañe al comportamiento de una estructura ingenieril que se relacione con el suelo. En particular, los depósitos de suelos granulares finos, uniformes, saturados y sueltos presentan un comportamiento muy peculiar ante una excitación sísmica (disminución de resistencia al esfuerzo cortante), ocasionando con ello que en los lugares donde éstos se encuentren (por ejemplo a lo largo de ríos o costas), se deban tomar las previsiones adecuadas para evitar sus consecuencias negativas sobre la seguridad y funcionalidad de las estructuras allí desplazadas. En este Capítulo se estudia el fenómeno de respuesta de esos suelos ante acciones dinámicas, haciendo hincapié en los factores principales que provocan el fenómeno, al cual se le conoce como Licuación de suelos.

2.2 DESCRIPCION

La licuación se desarrolla en los suelos granulares finos, uniformes, saturados y sueltos, los cuales tienen coeficientes de permeabilidad relativamente bajos, y pueden o no tener como fronteras a otros materiales con coeficientes de permeabilidad semejantes, o incluso menores (limos o arcillas). El fenómeno tiene lugar al ocurrir una excitación dinámica desfavorable en el suelo. Los factores de la licuación que conciernen al suelo, así como la manera en que influyen, se exponen en el inciso 2.4.1; de igual manera, los factores de la licuación concernientes a la excitación dinámica, así como sus características desfavorables, se presentan en el inciso 2.4.2.

Antes de describir el mecanismo del fenómeno, se debe mencionar lo siguiente (para efectos de la mecánica de suelos) :

a) del suelo :

- + Un suelo tiene 3 componentes : la componente sólida (partículas), la componente líquida (agua), y la componente gaseosa (aire)
- + Las partículas de un suelo "limpio de finos" ejercen entre sí fuerzas de carácter gravitatorio, de tal manera que aunadas con los valores de las compacidades relativas del depósito, así como de características naturales (tales como la orientación, forma, tamaño y textura de ellas), son las que más influyen en sus propiedades mecánicas e hidráulicas.

+ El agua, se considera incompresible, y su resistencia al esfuerzo cortante es despreciable.

+ El aire es muy compresible, y su resistencia al esfuerzo cortante es insignificante.

b) de la excitación dinámica

+ Ella genera esfuerzos cortantes progresivos, con valores altos y duraciones cortas.

c) de la cimentación de una estructura

+ Por condiciones de servicio, ella requiere del suelo capacidad de carga (compensación y resistencia al esfuerzo cortante), así como de baja deformación, de tal manera que le brinden seguridad y funcionalidad; respectivamente.

Por lo que toca a los hechos presentes durante la licuación del suelo, se pueden anotar :

+ Ante un esfuerzo cortante progresivo, el suelo sufre distorsiones angulares.

+ Por el bajo coeficiente de permeabilidad propio del suelo y/o de su(s) estrato(s) frontera(s), el agua no se drena rápidamente, por lo que en ella se generan incrementos de presión que favorecen la distorsión angular de la estructura sólida.

+ El estado de esfuerzos efectivos se ve disminuido en la misma proporción en que aumenta la presión en el agua, con lo cual, también desciende la resistencia al esfuerzo cortante.

+ Basta que el valor de la presión total en el agua (suma de la presión hidrostática y la hidrodinámica) apenas iguale al del esfuerzo total del suelo en su condición natural previa a la excitación (a un nivel cualquiera del estrato), para que los esfuerzos efectivos se anulen y el suelo se comporte casi como un fluido (deformándose con gran facilidad ante los esfuerzos cortantes que se sigan generando).

+ Una vez disipada la presión hidrodinámica, el suelo adquiere otra estructura.

Tomando en cuenta lo anterior, se puede hacer una aproximación al mecanismo de la licuación en la masa del suelo :

Cuando un estrato o depósito de suelo arenoso fino, uniforme, suelto y saturado, es sometido a una excitación dinámica (como por ejemplo un sismo), entonces los esfuerzos cortantes generados por ella, tienden a provocar un reacondo de las partículas, y si en esa circunstancia el agua no drena con rapidez para permitir

ese reacomodo, se producirá un incremento de la presión hidráulica, el cual provocará la disminución, o incluso la anulación, de los esfuerzos efectivos en el suelo, y por ende, también su resistencia al esfuerzo cortante decrecerá, o se anulará, teniendo en la condición más crítica una masa que se comporta casi como un líquido y que manifiesta grandes deformaciones al esfuerzo cortante que se le solicite, pudiendo llegar a "fluir" o cambiar de forma con gran facilidad a un volumen prácticamente constante, hasta que el incremento de la presión en el agua descienda a un valor tal, que el estado de esfuerzos efectivos pueda generar una resistencia que iguale a las sollicitaciones de esfuerzo cortante a que el suelo se ve sometido, y éste pueda cambiar de una masa casi líquida, a otra, cuya estructura sea más estable a dichos esfuerzos cortantes. Por lo anterior, si una cimentación se encuentra apoyada sobre un suelo con las características mencionadas (y otras más, como las que se expondrán en el inciso 2.4), entonces ella puede ser propensa a fallar, es decir, a perder su estabilidad como consecuencia de esa pérdida progresiva y rápida de resistencia al esfuerzo cortante del suelo en el cual se apoya.

De lo anterior se puede concluir que el fenómeno de licuación de un suelo, es en esencia, un proceso temporal, verificándose en condiciones no drenadas y con un descenso progresivo y rápido del estado de esfuerzos efectivos.

2.3 ANTECEDENTES

Muchos casos de fallas de estructuras de tierra, así como de cimentaciones de estructuras se han atribuido a la licuación del suelo.

Las experiencias al respecto datan de muchos años atrás, siendo muy común encontrar que el agente dinámico que las ha causado sean los sismos.

La Historia registra casos como: taludes, tablaestacas, pilotes, cimentaciones superficiales en general, y de deslizamientos de laderas, muros de retención, presas, rellenos hidráulicos,.. etc.

El propósito de este inciso es mencionar los casos más sobresalientes al respecto.

2.3.1 Experiencias Mundiales

De 1881 a 1946 se ha informado de 229 deslizamientos, que causaron el desplazamiento total de 25 millones de m³ de arena. Díaz Rodríguez, J.A., 1980. Con el objeto de tener un orden de ideas, basta decir que el volumen de tierra necesario para construir una presa de importancia intermedia, requiere de 2 millones de m³.

En Holanda, a orillas de los numerosos estrechos que existen, han ocurrido una enorme cantidad de deslizamientos que han provocado el rompimiento de diques, y por lo tanto, la inundación de grandes extensiones de terreno.

Durante el sismo de Chile, en 1960, se formaron extensas zonas de falla. La tierra fue arrastrada 600m hacia el mar a lo largo de la costa, llevando consigo todas las estructuras de retención; las paredes del muelle con muros de concreto reforzado de 5 m de espesor, fueron abatidas y después arrastradas. En este mismo temblor, falló una presa debido a la licuación del suelo de cimentación.

En Alaska, en 1964, se produjo un deslizamiento debido a la licuación del suelo, el cual movió a 70 millones de m³ de material, destruyendo muchas de las instalaciones de la bahía de Anchorage. La superficie del terreno fue completamente devastada por los desplazamientos, produciéndose una nueva superficie irregular, fig 2.1 . El 40 % de las casas y edificios comerciales fueron seriamente dañados debido a las fisuras que se extendían bajo las construcciones y caminos, figs 2.2 y 2.3 .

Durante el sismo de Junio de 1964, en Niigata, Japón, hubo daños muy graves causados por licuación de arenas. Muchas estructuras se asentaron más de 1m y se inclinaron notablemente; hubo un edificio que se desplomó 80', fig 2.4 . quedando prácticamente tendido en el suelo. Además de estas fallas, hubo otras evidencias físicas de licuación. Poco después del sismo se observó que brotaba agua del suelo por las grietas que se formaron, en las cuales llegaron a hundirse casas y automóviles; al mismo tiempo, se veía emerger a la superficie del terreno a estructuras que debían permanecer bajo ella, como fue el caso de un tanque para tratamiento de aguas negras.

Durante este sismo, en la extensa zona licuada se produjeron daños en edificios, puentes, caminos, muelles, vías de ferrocarril, ciudad más cercana al río, quedó completamente inundada. Se estima que en este sismo 2 130 edificios sufrieron falla total, 6 200 fueron seriamente dañados y 31 200 sufrieron daños ligeros.

En la Tabla 2.1 . Seed, 1971, se resumen las características más sobresalientes de los sismos que han provocado la licuación del suelo en diferentes partes del mundo, siendo importante señalar que en todos los casos, el suelo estuvo constituido por arenas sueltas y saturadas, ubicándose en su mayoría, a menos de 60 km del epicentro del sismo, que por cierto, su magnitud, excepto un caso, fue mayor que 7 en la escala de Richter, mientras que la intensidad fue mayor que VII en la escala de Mercalli Modificada. Durante esos sismos, se registraron aceleraciones máximas en la superficie del terreno superiores al 15 % de la gravedad. Como punto de comparación de lo anterior, se tiene que la aceleración máxima registrada en la superficie del terreno durante el sismo del 19 de Septiembre de 1985 en la Ciudad de México, fue del 18 % . Además de esto, las duraciones asociadas a esos sismos fueron muy largas, pues sólo en dos casos, éstas fueron menores que 60 segundos, siendo en los demás, superiores.

2.3.2 Experiencias en México

En la República Mexicana existen también antecedentes de la licuación del suelo. Durante el sismo de Agosto 26 de 1959, en



Fig. 2.1 Zona de deslizamientos en Anchorage (Alaska 1964).



Fig. 2.2 Grietas longitudinales bajo las construcciones (Alaska, 1964).



Fig. 2.3 Falla del talud de una carretera debido a la licuación
(Alaska, 1964).

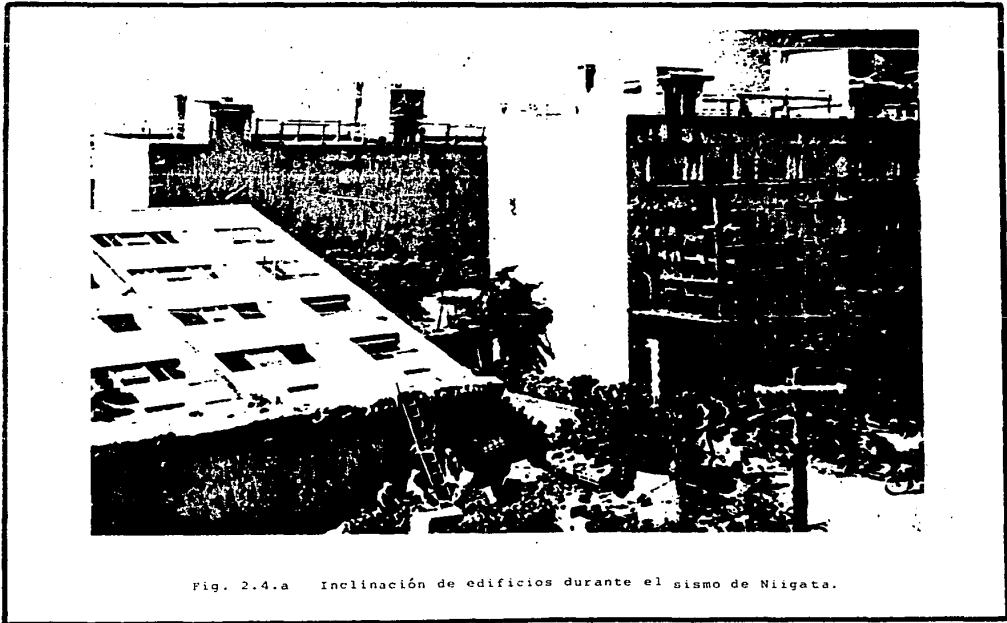


Fig. 2.4.a Inclínación de edificios durante el sismo de Niigata.

TESIS CON
FALLAS DE ORIGEN

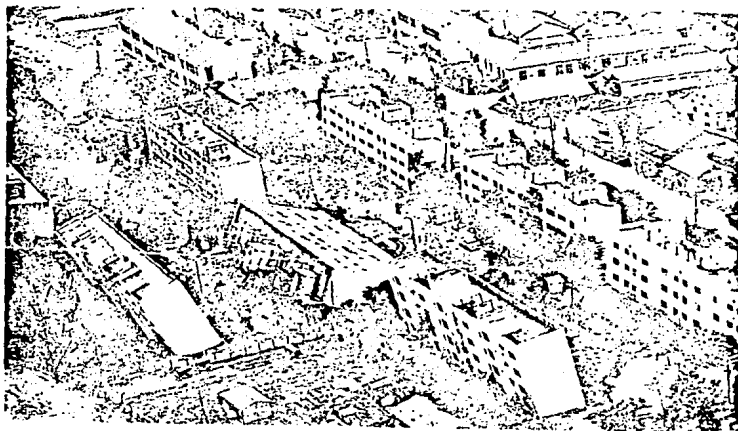


Fig. 2.4.b Vista panorámica de la figura 2.4.a

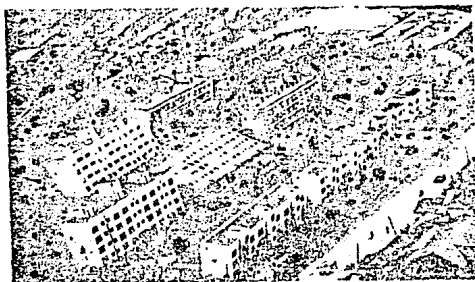


Fig. 2.4.c. Hundimiento de edificios por el sismo de Niigata.

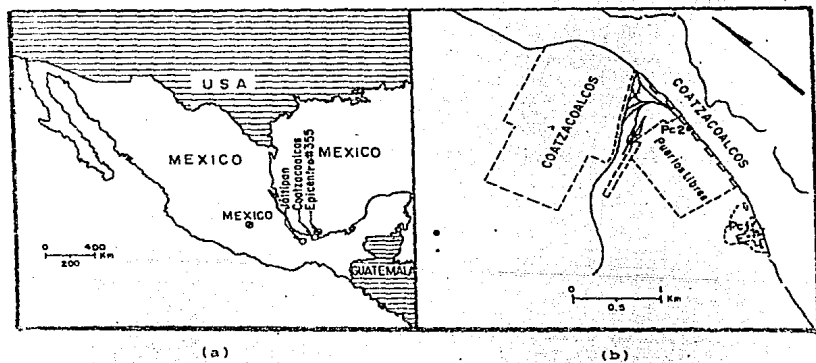


Fig. 2.5.a Ubicación de Jáltipan, Ver. dentro de la Rep. Mexicana
 Fig. 2.5.b Zona de daños en Jáltipan, Ver.

SISMO	MAGNITUD RITCHER	DISTANCIA AL EPICENTRO (Km)	ACELERACION, EN UNIDADES DE g	DURACION APROXIMADA (seg)
MINO OWARI, JAPON (1891)	8.4	32	= 0.35	75
FUKUI, JAPON (1948)	7.2	6	= 0.30	30
SAN FRANCISCO, E.U.A. (1957)	5.5	6	0.15	75
PUERTO MONTT, CHILE (1960)	8.4	112	= 0.15	75
NIIGATA, JAPON (1964)	7.5	55	= 0.16	40
SNOW RIVER, ALASKA (1964)	8.3	100	0.15	180

Tabla 2.1. Características de los sismos que han provocado licuación del suelo
(Seed & Idriss, 1971, ASCE)

Jáltipan, Veracruz, Marsal, R.J., 1961, un gran tramo de la margen izquierda del río Coatzacoalcos, fig 2.5, tuvo desplazamientos verticales y horizontales de importancia. Muchas de las instalaciones de la zona de astilleros sufrieron hundimientos bajo la cimentación, figs 2.6 y 2.7, y el asentamiento general fue notable después del sismo. Algunos tramos de los muelles cimentados sobre pilotes metálicos de 10 m de longitud sufrieron desplazamientos apreciables en dirección horizontal. Uno de los muelles se desplazó hacia el río más de 1/2 m. Tales movimientos se han atribuido al fenómeno de licuación de los mantos arenolimosos y limo-arenosos que allí se encuentran entre 0 y 8 m de profundidad. En vista de las altas relaciones de vacíos y de la granulometría uniforme de dichos suelos, no puede descartarse esta posibilidad.

Durante el sismo del 6 de Octubre y el del 5 de Noviembre de 1975 en Chiapa de Corzo, Chiapas, Arenas, D.A., 1980, se observaron daños principalmente al terreno, siendo éstos menores en las construcciones. La fig 2.8, muestra la localización del sitio, en tanto que la fig 2.9, muestra un perfil estratigráfico a lo largo de un puente carretero adyacente a la zona principal de licuación y que fue ligeramente afectado. En la zona se realizaron varios sondeos, tanto exploratorios como de recuperación de muestras; de los resultados se puede resumir que el suelo está constituido, fundamentalmente, por aluviones arenosos y finos de depositación reciente por agentes fluviales. En ningún caso su compacidad relativa sobrepasó al 60%.

Durante el sismo de Marzo 14 de 1979, en Lázaro Cárdenas, Michoacán, Jaime, A., 1979a, ocurrió el fenómeno de licuación en la parte suroeste del sitio donde se construyó un Complejo Industrial de Fertimex, en la isla de "Enmedio". Estos daños generados comprenden a las construcciones para las subestaciones, las plantas de ácidos, el almacén de amoníacos, así como de grietas y asentamientos al terreno. La fig 2.10, muestra la localización del lugar, así como también los daños registrados.

Por último, durante el sismo del 8 de Junio de 1980, en Mexicali BCN, Jaime, A., 1980, ocurrieron abundantes daños al suelo y a las casas de un poblado, así como a un canal abierto, una carretera, una vía de ferrocarril,....etc.; algunos de estos daños se pueden apreciar en las figs 2.11, 2.12, 2.13 y 2.14.

En la Tabla 2.2, se han resumido las principales características de los sismos que han ocasionado las fallas antes comentadas.

Cabe señalar que en el caso de Mexicali, el depósito del suelo se localizó relativamente lejos de la costa, siendo las demás zonas, o costeñas o ribereñas. En todos los casos, el sismo no llevó más de 35 segundos, y su foco no sobrepasó la profundidad de 30 km. El suelo fue fundamentalmente arenoso y suelto, en condiciones saturadas. La ubicación de cada caso dentro de la Regionalización Sísmica de La República Mexicana para fines de Ingeniería, se muestra en la fig 2.15, Esteva, L., 1970.

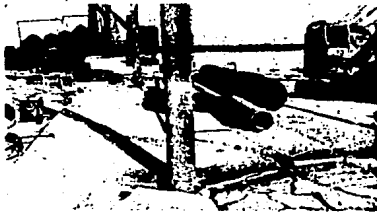


Fig. 2.6. Asentamientos de cimentaciones en el muelle.

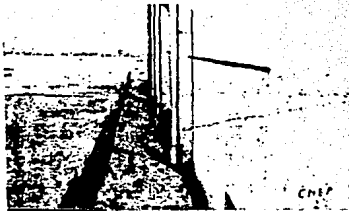


Fig. 2.7. Asentamientos de cimentaciones en astilleros.

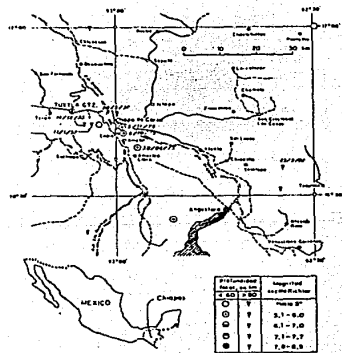


Fig. 2.8.a Localización de Chiapa de Corzo dentro de la Rep.Mexicana.

Fig. 2.8.a

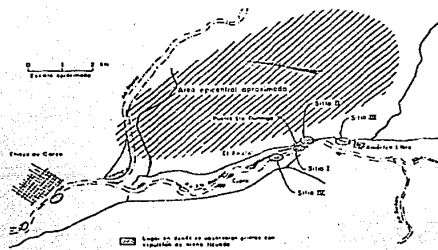
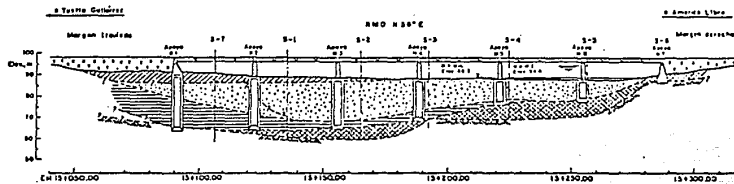








Fig. 2.8.b. Manifestación de la licuación en Chiapa de Corzo.

Fig.2.8.b



Nº P.O.	COTE (m) ± 0.00	CL. FONCIÓN (m)	DESCRIPCIONES
Asno 1-1 (Cortado)	12120.00	- 5.5	
Asno 2-1 (Cortado)	12122.10	- 5.5	
Asno 3-1 (Cortado)	12125.10	- 5.5	
Asno 4-1 (Cortado)	12128.10	- 5.5	
Asno 5-1 (Cortado)	12131.10	- 5.5	
Asno 6-1 (Cortado)	12134.10	- 5.5	
Asno 1-7	12120.00	- 80.0	
Asno 2-7	12122.00	- 80.0	
Asno 3-7	12125.00	- 80.0	
Asno 4-7	12128.00	- 80.0	
Asno 5-7	12131.00	- 80.0	
Asno 6-7	12134.00	- 80.0	
Asno 1-8	12120.00	- 80.0	
Asno 2-8	12122.00	- 80.0	
Asno 3-8	12125.00	- 80.0	
Asno 4-8	12128.00	- 80.0	
Asno 5-8	12131.00	- 80.0	
Asno 6-8	12134.00	- 80.0	
Asno 1-9	12120.00	- 80.0	
Asno 2-9	12122.00	- 80.0	
Asno 3-9	12125.00	- 80.0	
Asno 4-9	12128.00	- 80.0	
Asno 5-9	12131.00	- 80.0	
Asno 6-9	12134.00	- 80.0	
Asno 1-10	12120.00	- 80.0	
Asno 2-10	12122.00	- 80.0	
Asno 3-10	12125.00	- 80.0	
Asno 4-10	12128.00	- 80.0	
Asno 5-10	12131.00	- 80.0	
Asno 6-10	12134.00	- 80.0	
Asno 1-11	12120.00	- 80.0	
Asno 2-11	12122.00	- 80.0	
Asno 3-11	12125.00	- 80.0	
Asno 4-11	12128.00	- 80.0	
Asno 5-11	12131.00	- 80.0	
Asno 6-11	12134.00	- 80.0	
Asno 1-12	12120.00	- 80.0	
Asno 2-12	12122.00	- 80.0	
Asno 3-12	12125.00	- 80.0	
Asno 4-12	12128.00	- 80.0	
Asno 5-12	12131.00	- 80.0	
Asno 6-12	12134.00	- 80.0	

-  Terrazón en acceso
-  Manto vegetal de grama arborea & lirinos
-  Almacén resacas de grama tallada
-  Interstratificaciónes de grama troncos
Zona y grama tallada
-  Interstratificaciónes de grama muy dura
(stilo L, grama y grama troncos)
-  Contacto con las rocas frías subyacentes

Corte estratigráfico a lo largo del puente Santo Domingo

Fig. 2.9

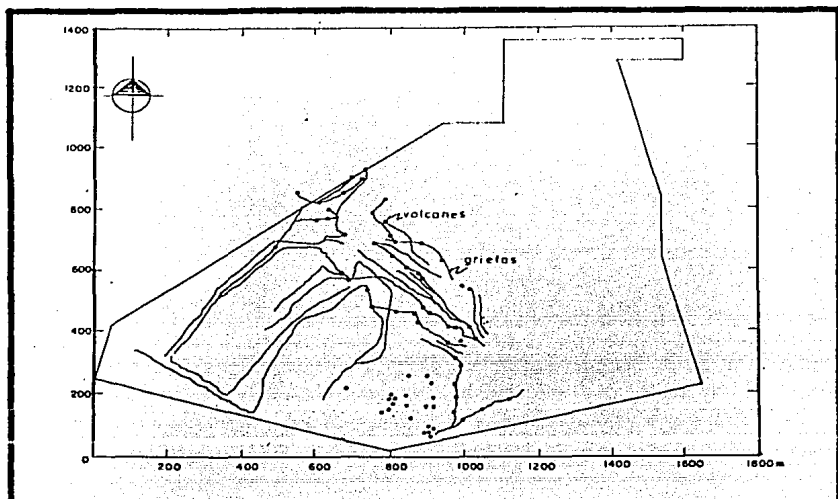


Fig. 2.10.a Localización de volcanes de arena y grietas

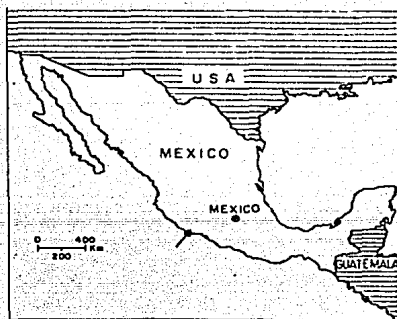


Fig. 2.10.b Ubicación de Lázaro Cárdenas en la República Mexicana



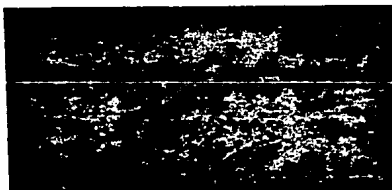
Asentamiento y grieta en el interior de una casa



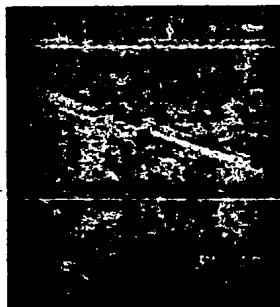
Rotura y desplazamiento de losas en la zona de cambio de dirección del canal



Daño de la junta de un puente canal a canal trapezoidal



Daño en una zona cercana a compuertas de control. Se cree que el cambio de rigidez provocado por las compuertas en el canal favorecen este tipo de daños



Rotura de un canal por la aparición de una grieta en el suelo de cimentación

Daños observados después del sismo de Mexicali.

Fig. 2.11



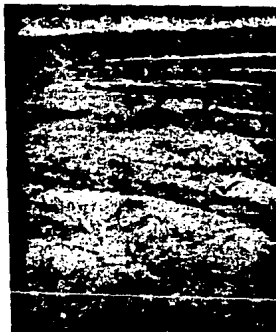
Aumento del ancho de la plantilla y rotura del concreto



Asentamiento en un dren



Grieta en el terreno



Volcanes de arena en una parcela

Daños observados después del sismo de Mexicali.

Fig. 2.12



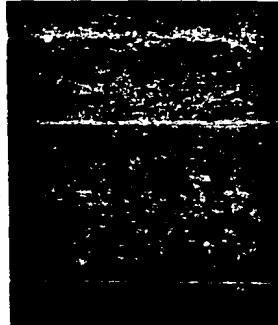
Volcanes de arena asociados con grietas



Volcán de arena en el acotamiento de una carretera



Materia! arrojado por un volcán



En el hombro de la carretera seguía brotando agua 5 días después del sismo

Daños observados después del sismo de Mexicali.

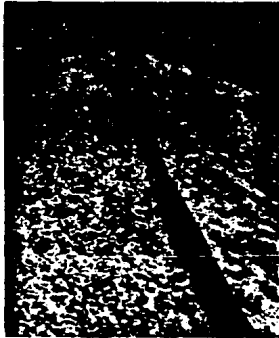
Fig. 2.13



Grieta en una carretera



Deformación vertical y horizontal en vías de ferrocarril



En algunos tramos de vías las deformaciones fueron muy importantes

Daños observados después del sismo de Mexicali.

Fig. 2.14

SISMO	MAGNITUD RITCHER	ACELERACION (x g)	DURACION (seg)	INTENSIDAD MERCALLI	DISTANCIA AL EPICENTRO (km)	PROFUNDIDAD FOCAL (km)
JALTIPAN VER. 26 Ago. 59 (MARSHAL, 1961)	6.5	0.07 a 0.20	0.7 (terreno firme)	VII	45	20
CHIAPA DE CORZO, CHIAP. 6 OCT. Y 5 NOV., 1975 (ARENAS, 1980)	4.8 a 5.6	0.30± 0.15	5	VI a VII	10	2.5 a 5
LAZARO CAR- DENAS, MICH. 14 MAR. 79 (JAIME, 1979)	6.5	0.30	35	VII	50	30
MEXICALI BCN. 8 JUNIO 80. (JAIME, 1980)	6.7	?	?	?	70	?

Tabla 2.2 Características principales de algunos sismos que han ocurrido en México y que han provocado licuación.

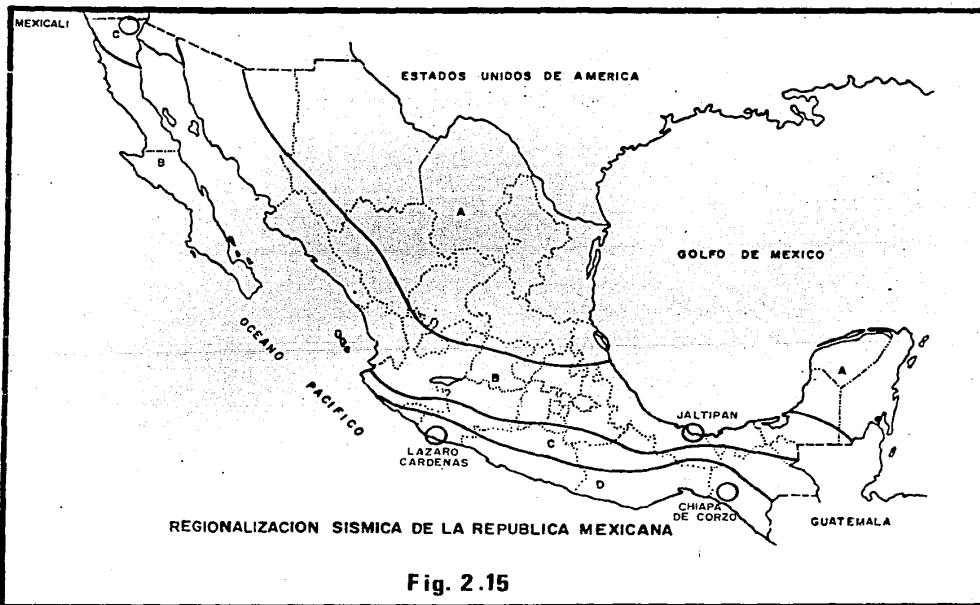


Fig. 2.15

2.4 FACTORES QUE INFLUYEN EN LA LICUACIÓN DE SUELOS

Los factores que determinan la susceptibilidad de un suelo a licuación, se pueden agrupar en 2 : 1) Factores propios del suelo y 2) Factores ambientales y de cargas dinámicas sobre el suelo. A continuación se presentan las características del suelo que se deben de revisar para determinar si éste es susceptible o no a licuación; así mismo, también se mencionan las cargas dinámicas que pueden ocasionar el fenómeno. Finalmente, en los subincisos 2.4.1 y 2.4.2 se estudia cada característica del suelo así como cada carga dinámica, y a partir de dicho estudio se derivan los factores que influyen en la licuación del suelo.

1) Características a revisar del suelo :

- A) Compacidad relativa
- B) Granulometría
- C) Grado de saturación
- D) Estado del gradiente hidráulico
- E) Drenaje
- F) Condiciones de frontera
- G) Estado inicial de esfuerzos de confinamiento
- H) Otros

2) Cargas dinámicas que pueden desestabilizar al suelo :

- a) Excitación sísmica
- b) Cargas cíclicas
- c) Oleaje
- d) Explosiones
- e) y f) Incremento monotónico de esfuerzos cortantes y deformaciones
- g) Solicitaciones dinámicas en general

notándose que de los cuatro primeros, es necesario conocer tanto intensidades, frecuencias, número de ciclos de esfuerzo y duración de la excitación.

2.4.1 CARACTERÍSTICAS A REVISAR DEL SUELO

A) COMPACIDAD RELATIVA

La compacidad relativa de un suelo es una propiedad índice que cuantifica si su estructura, en condiciones naturales, está cerca o lejos de un estado compacto máximo. La expresión que la representa es :

$$Dr = \frac{e_{ndx} - e_{nol}}{e_{mdx} - e_{mn}} \times 100 \% \quad \dots (2:1)$$

sin embargo, para fines prácticos, la compacidad relativa se obtiene como:

$$D_r = \frac{\left[\gamma_{d \text{ nat}} - \gamma_{d \text{ mín}} \right]}{\left[\gamma_{d \text{ máx}} - \gamma_{d \text{ mín}} \right]} \left[\frac{\gamma_{d \text{ máx}}}{\gamma_{d \text{ nat}}} \right] \times 100 \% \quad \dots (2.1')$$

en las expresiones anteriores:

$e_{\text{máx}}$, $\gamma_{d \text{ mín}}$ =relación de vacíos máxima y peso volumétrico seco mínimo del suelo que se alcanzan en laboratorio; ellos corresponden a la estructura más abierta del suelo (estado más suelto).

$e_{\text{mín}}$, $\gamma_{d \text{ máx}}$ =relación de vacíos mínima y peso volumétrico seco máximo del suelo, que se alcanzan en laboratorio sin llegar a la rotura de las partículas sólidas; ellos corresponden a una estructura muy cerrada del suelo (estado compacto)

e_{nat} , $\gamma_{d \text{ nat}}$ =relación de vacíos natural y peso volumétrico seco del suelo en su estado natural

nota : la relación de vacíos se calcula como el cociente del volumen de vacíos con el volumen de sólidos de una muestra representativa del suelo en estudio; así mismo, el peso volumétrico seco se calcula como el cociente del peso del suelo seco y el volumen que ocupa éste en el recipiente que lo contiene.

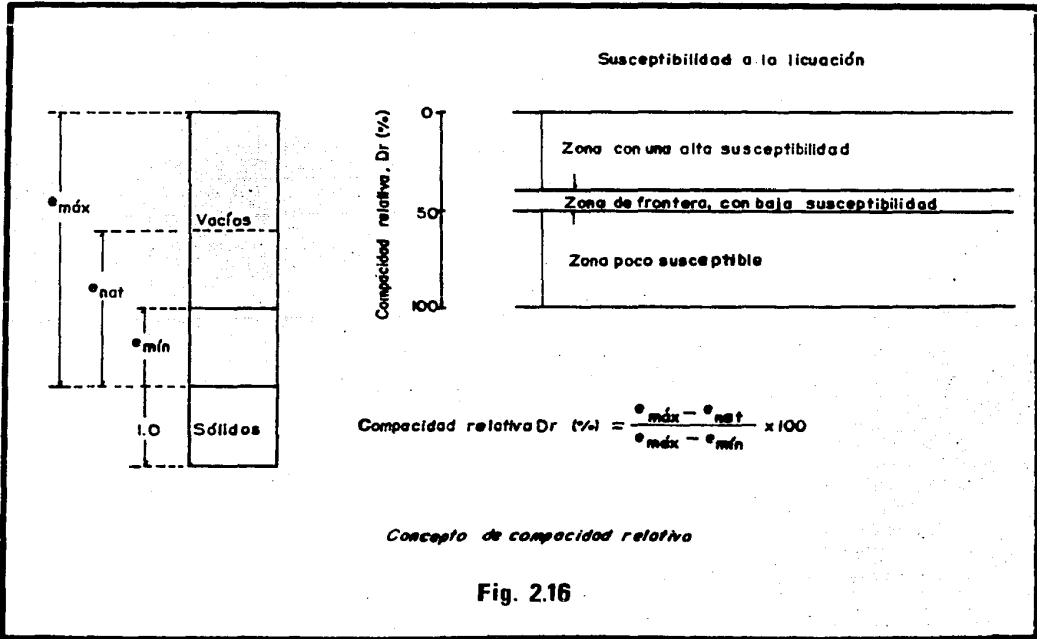
Como se puede entender de lo anterior, tanto $e_{\text{mín}}$ y $e_{\text{máx}}$, como $\gamma_{d \text{ mín}}$ y $\gamma_{d \text{ máx}}$, forman un intervalo dentro del cual pueden oscilar e_{nat} y $\gamma_{d \text{ nat}}$, respectivamente; así, la compacidad relativa compará la estructura actual del suelo (in-situ o de prueba), con respecto a sus estados extremos de laboratorio (compacto y suelto), fig 2.16; si e_{nat} y $\gamma_{d \text{ nat}}$ están cerca de $e_{\text{máx}}$ y $\gamma_{d \text{ mín}}$, respectivamente, entonces D_r está próximo a cero, es decir, el suelo estará muy suelto; si por el contrario, e_{nat} y $\gamma_{d \text{ mín}}$, están cerca de $e_{\text{mín}}$ y $\gamma_{d \text{ máx}}$, respectivamente, entonces D_r lo estará del 100 %, es decir, el suelo será más compacto.

Terzaghi en 1925, clasificó las arenas en cuanto a su estado compacto, usando para ello el valor de su D_r :

0 % < D_r < 33 %	para arenas sueltas
33 % < D_r < 66 %	para arenas medio compactas
66 % < D_r < 100 %	para arenas compactas

En particular, esta clasificación es meramente cualitativa, pero que da una idea del estado del material ensayado.

Cabe mencionar que la obtención en campo de muestras inalteradas de arenas es más difícil conforme ellas están más sueltas, propiciando que la determinación en laboratorio del valor de D_r sea aproximada. Para las arenas in-situ, puede correlacionarse el valor de D_r con los resultados de la prueba de penetración estándar, así como con los esfuerzos efectivos verticales a que ellas



están sometidas, fig 2.32 .

Una vez aproximado el valor de D_r , se puede conocer una condición muy importante del suelo con el fin de evaluar su potencial de falla por algún criterio de los presentados en el inciso 2.6 .

Ilustrando la influencia de D_r en la licuación del suelo, Seed et. al., 1971, por ejemplo, encontraron que en el sismo de 1964, en Niigata, Japón, la licuación del suelo se presentó con $D_r = 50\%$ y que no se desarrolló en zonas con $D_r = 70\%$. Al respecto, se han registrado fallas por licuación en diferentes partes del mundo, como se muestra en la Tabla 2.3, en donde en ningún caso la compacidad relativa rebasó el 60% .

Sobre la base de que un suelo con estructura cerrada presenta mayor oposición a la falla por resistencia al esfuerzo cortante, así como a los asentamientos, que otro con estructura abierta, se puede afirmar que a medida que su compacidad relativa sea más alta, el riesgo de licuación disminuye. Es por eso que los métodos de compactación de suelos granulares en estado suelto (Capítulo 3), buscan una estructura más cerrada de éstos, para que sean más resistentes a los esfuerzos cortantes y a las deformaciones, y por lo tanto, a la licuación.

Por lo expuesto en este inciso, un factor que influye en la licuación del suelo es la baja compacidad relativa, puesto que ésta última, favorece el desarrollo del proceso descrito en 2.2 .

B) GRANULOMETRIA

La granulometría es una propiedad índice del suelo que indica la distribución, por tamaños, de las partículas sólidas. Ella se determina en laboratorio por un ensayo granulométrico, el cual consiste en separar por tamaños sus partículas mediante mallas de aberturas diferentes, y los resultados del ensayo permiten graficar la curva granulométrica de ese suelo.

Al respecto, se ha visto que el fenómeno de licuación ocurre generalmente en arenas finas y uniformes. Esto se debe a que :

- 1) las partículas de una arena forman un medio poroso (filtro), el cual dificulta más el drenaje del agua conforme dichas partículas sean más pequeñas (bajos coeficientes de permeabilidad), y
- 2) las partículas de una arena uniforme no exhiben acomodos significativos, y en consecuencia, tienen altas relaciones de vacíos (bajas compacidades relativas), que, de acuerdo con el inciso anterior, favorecen se desarrolle la licuación en esos suelos.

Las graduaciones finas y uniformes se reconocen fácilmente en la curva granulométrica, puesto que están asociadas con pendientes pronunciadas (lo que indica que se pasa de altos porcentajes de suelo cribado, a otros porcentajes bajos, en un rango muy pequeño

SISMO	DEL SISMO			DEL SUELO	
	MAGNITUD RITCHER	MAXIMA ACELERACION (x g)	DURACION APROXIMADA (seg)	TIPO DE SUELO	COMPACTAD RELATIVA REPRESENT. (%)
MINO OWARI, JAPON (1891)	8.4	≈ 0.35	75	ARENA	72
FUKUI, JAPON (1948)	7.2	≈ 0.30	30	ARENA	72
SAN PUGO, HAWAII, EUA. (1957)	5.5	0.15	75	ARENA	55
PUERTO MONTE CHILE, (1960)	8.4	≈ 0.15	75	ARENA	55
NIIGATA, JAPON (1964)	7.5	0.16	40	ARENA	70
SNOW RIVER ALASKA (1964)	8.3	0.15	180	ARENA	44
TOKACHIOKI, JAPON (1968)	7.8	0.21	45	ARENA	58

Tabla 2.3 Casos mundiales en los cuales ha ocurrido licuación en suelos arenosos

de abertura de mallas). Casos típicos son aquellos con curvas semejantes a la de la fig 2.17 .

Para poder identificar cuantitativamente las características de la curva granulométrica de un suelo en particular, existen 2 indicadores muy importantes, los cuales a su vez, se han utilizado para la evaluación del potencial de licuación; ellos son :

- 1) El coeficiente de uniformidad
- 2) El coeficiente de curvatura

1) El coeficiente de uniformidad, C_u , se obtiene como :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad \dots (2.2)$$

donde :

D_{60} = tamaño máximo del lado de la abertura de una malla por el cual sólo pasa el 60 % del peso de todas las partículas del suelo.

D_{10} = tiene un significado análogo al D_{10}

El coeficiente de uniformidad, es en realidad, un coeficiente de "no uniformidad" a causa de que representa la extensión de la curva granulométrica; de tal manera que, a mayor extensión de esta curva, se tendrá mayor variedad de tamaños; lo cual es propio de un suelo bien graduado; generalmente esto se cumple para arenas con un $C_u > 6$, y en gravas con un $C_u > 4$, es decir, su valor numérico decrece cuando la uniformidad aumenta. Los suelos arenosos finos con un $C_u < 3$, se consideran muy uniformes.

2) En lo que se refiere al coeficiente de curvatura, C_c , éste se calcula como :

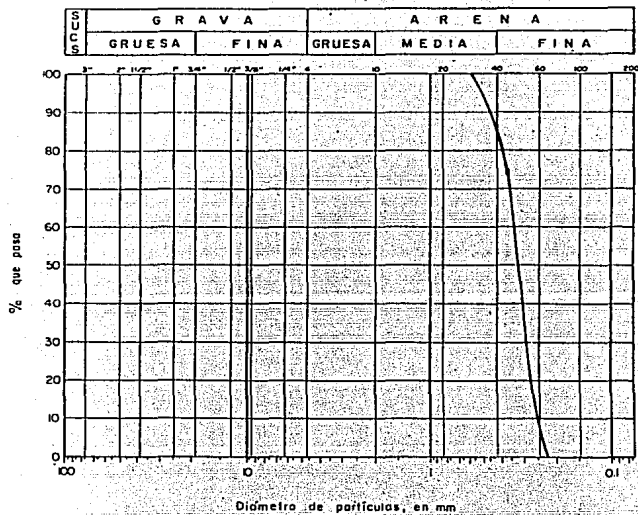
$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} D_{60}} \quad \dots (2.3)$$

e indica que tan aproximado se está de una curva suave y sin escalones, cumpliéndose ésta última característica en gravas y arenas cuando :

$$1 < C_c < 3 \quad \dots (2.4)$$

en particular, las arenas finas uniformes, tienen un $C_c < 1$. Así, el coeficiente de uniformidad y el de curvatura, sirven para determinar, de una manera práctica y sencilla en laboratorio, cuándo un suelo se encuentra bien o mal graduado. Sin embargo, otra forma de expresar que un suelo es uniforme y fino, es comparar su D_{50} con el intervalo :

$$0.1 \text{ mm} < D_{50} < 0.4 \text{ mm} \quad \dots (2.5)$$



Curva granulométrica típica de una arena uniforme

Fig. 2.17

tal y como se verá en el uso de los criterios de estimación de la susceptibilidad a licuación de un suelo.

La curva granulométrica también permite identificar al "porcentaje de finos" o parte fina que posee un suelo (arcilla y limo); este dato es importante, pues un suelo con un porcentaje de finos mayor que 20, no es susceptible a la licuación (Shannon and Wilson, 1971), mientras que otro, con un porcentaje de finos menor que 20, exhibirá menor susceptibilidad a la licuación conforme dicha parte fina sea más plástica; ello a causa de que permite grandes deformaciones antes de desarrollar su resistencia al esfuerzo cortante.

Otra determinación muy importante que deberá hacerse a la parte fina del suelo, es su contenido de carbonatos, pues si éstos envuelven a las partículas de arena, entonces producirán una cementación entre éstas últimas, haciendo que en consecuencia, sea más resistente al esfuerzo cortante, y los resultados de la prueba de penetración estándar, por ejemplo, indiquen que se trata de una estructura más cerrada, que la que en verdad tiene el suelo, y ante un eventual ascenso del nivel freático, por recarga subterránea o por causas pluviales, el agua diluya al cementante y haga al suelo menos resistente a los esfuerzos cortantes, así como a los asentamientos. Esta detección de carbonatos se efectúa comúnmente adicionando al material, una solución formada por 1 parte de ácido clorhídrico diluida en 99 partes de agua destilada, y observando su respuesta, que en caso de efervescencia, los evidenciará.

En relación con los resultados de la prueba de penetración estándar en suelos arenosos, uniformes, sueltos y saturados, localizados a poca profundidad y que ya se han licuado, se ha podido tipificar el rango de variación del número de golpes N, en donde, acorde con la tabla 2.4 (Seed, 1979), se puede apreciar que en la gran mayoría de los casos N tiene un valor bajo, y son frecuentes los casos en que N es menor que 10 golpes, es decir, el suelo estaba en una condición de media a suelta, fig 2.18 Los resultados de la prueba, a pesar de que implican limitaciones en cuanto a precisión, son de la poca documentación que existe de los casos históricos, quizá debido a la amplia difusión de correlaciones prácticas de sus resultados con las propiedades mecánicas del suelo, y el uso extendido de la misma.

En cuanto al tamaño de los granos, se puede decir que mientras menor sea éste, un suelo granular tendrá mayor susceptibilidad a la licuación. La fig 2.19, ilustra las experiencias al respecto.

Por otro lado, también la forma de los granos favorece el desarrollo del fenómeno, ya que entre menos angulosos y más redondeados sean, menor será el número de puntos de contacto, y por lo tanto, disminuirá la trabazón entre ellos.

En lo que toca a la textura de los granos, ésta depende del tipo de roca a partir de la cual se formaron, así como de los agentes

SISMO	COMPACIDAD RELATIVA EN %	NUMERO DE GOLPES (PFE)	PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREATICO (m)
HINO OWARI, JAPON (1891)	72	16	2.4
FUKUI, JAPON (1948)	55	7	1.0
SAN FRANCISCO, EUA (1957)	55	6	1.7
PUERTO MONTT, CHILE (1960)	55	0	1.7
NIKATA, JAPON (1964)	70	15	1.0
SNOW RIVER, ALASKA (1964)	44	5	2.4
TOKACHIOKI, JAPON (1968)	58	6	1.7

Tabla 2.4. Algunas características iniciales de los suelos arenosos en los sitios donde ocurrió licuación, en diferentes partes del mundo.

	MUY SUELTA	SUELTA	MEDIANAMENTE COMPACTA	COMPACTA	MUY COMPACTA
NUMERO DE GOLPES, (PPE) (golpes/0.3 m) *	<4	4-10	10-30	30-35	> 50
RESISTENCIA DE CONO (RPC) (kg/cm^2) *	< 50	50-100	100-150	150-200	> 200
COMPACIDAD RELATIVA EQUIVALENTE (%) **	< 15	15-35	35-65	65-85	85-100
PESO VOLUMETRICO SECO (KN/m^3)	<14	14-16	16-18	18-20	> 20
ANGULO DE FRICCION INTERNA (ϕ)	< 30	30-32	32-35	35-38	> 38
RELACION DE ESFUERZO CICLICO QUE CAUSA LICUACION (τ/σ') ***	< 0.04	0.04-0.10	0.10-0.35	> 0.35	

Fig. 2.18 Estados de las arenas obtenidos por diferentes métodos.

* Para un esfuerzo vertical de 100kPa.

** En depósitos de arena normalmente consolidada.

*** Seed (1979).

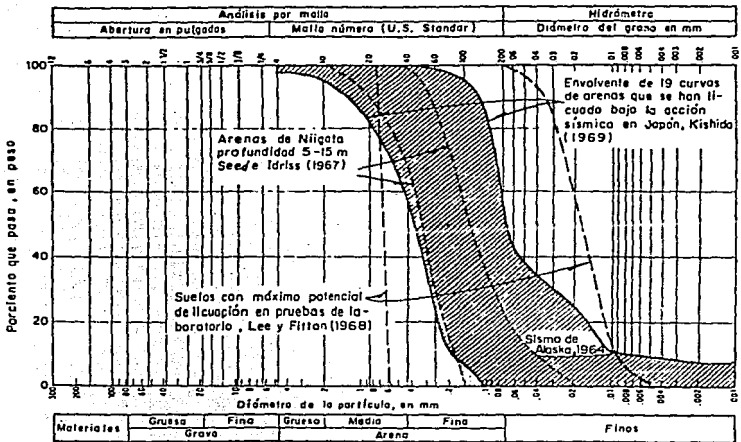


Fig. 2.19. Granulometrías de suelos que se han licuado.

de arrastre hasta su lugar último de depósito. Ella es importante en cuanto que determina el ángulo de fricción interna que se toma en cuenta en el cálculo de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, de acuerdo con la expresión siguiente:

$$\tau = \sigma' \tan \phi' \quad \dots\dots (2.6)$$

donde :

τ = resistencia al esfuerzo cortante; $[FL^{-2}]$

σ' = esfuerzo normal efectivo sobre la superficie de falla; $[FL^{-2}]$

ϕ' = ángulo de fricción interna efectivo del suelo, para condiciones no drenadas; en grados.

de tal manera que para un mismo esfuerzo normal efectivo, un suelo tendrá mayor resistencia al esfuerzo cortante conforme aumente su ángulo ϕ' , de esta manera, también el valor de ϕ' de las partículas del suelo influye en la generación o no de la licuación.

La granulometría de un suelo permite anotar que, un suelo clasificado como arenoso fino y con graduaciones uniformes, favorece que en él se desarrolle la licuación; así mismo, del valor del ángulo efectivo de fricción interna, ϕ' , depende la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, por lo cual, existirá mayor propensión del suelo a la licuación conforme su ϕ' , sea menor.

Por lo expuesto en el párrafo anterior, se pueden anotar 2 factores que influyen en la susceptibilidad de un suelo a la licuación; ellos son :

- 1) las graduaciones uniformes y finas de las partículas del suelo, y
- 2) los valores bajos del ángulo efectivo de fricción interna de las partículas del suelo.

Finalmente, en cuanto a los resultados del análisis granulométrico del suelo, se pueden citar otros tipos de éstos con susceptibilidad al fenómeno; entre ellos tenemos, (Jaime, A. 1980) : limos arenosos, limos aluviales de depositación reciente y con consistencia media, abanicos aluviales, planicies de inundación o terrazas y diques naturales de aluvión fino. Parecen ser licuables también, aquellas formaciones arcillosas de alta sensibilidad con intercalaciones de estratos de materiales granulares finos; y con relación a suelos colocados artificialmente, tenemos: rellenos de materiales granulares finos no compactados, presas y bordos de tierra construidos por el método del relleno hidráulico y terrenos costeros construidos con este último método, tal como es el caso que se incluye en el Capítulo 5.

C) GRADO DE SATURACION

El grado de saturación determina el porcentaje del volumen de vacíos de un suelo que está ocupado por agua, e indica si el suelo es seco, parcialmente saturado o saturado. La expresión que lo representa es :

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \times 100 \% \quad \dots\dots(2.7)$$

donde :

V_v = volumen de agua + volumen de aire en una muestra típica de suelo.

así, para un suelo con agua y sin aire se tiene que el volumen de vacíos es igual al volumen de agua, y consecuentemente $S_r = 100\%$ el cual corresponde a una condición de saturación total. Por el otro lado, si $S_r = 0\%$, se tiene entonces un suelo totalmente seco; por cierto, dichas condiciones extremas son muy difíciles de encontrar en la naturaleza.

Si el grado de saturación está entre 0 y 100 %, se dice que el suelo está parcialmente saturado.

Con respecto a esta relación, se ha visto muy frecuentemente que en los lugares donde ocurrió licuación, Seed, 1971, que $S_r = 100\%$ y ello estaba ligado con el hecho de que el nivel de aguas freáticas (NAF) estuviera a menos de 4 m de profundidad; tal como se puede apreciar en la tabla 2.4 .

Concluyendo con este inciso, un factor que influye en la susceptibilidad de un suelo a la licuación, es el valor alto del grado de saturación que éste tenga; de tal manera que, los suelos sumergidos favorecen más el desarrollo del fenómeno.

D) ESTADO DEL GRADIENTE HIDRAULICO

El gradiente hidráulico, i , es una condición hidráulica en el suelo que determina las características del flujo del agua que se establece en su interior como consecuencia de una carga hidráulica no equilibrada. El diagrama de la fig 2.20 ilustra las componentes de la ecuación de Bernoulli que se involucran en un flujo que se supone unidimensional y del cual se puede entender más claramente el concepto de carga hidráulica.

El gradiente hidráulico aquí mencionado, se obtiene partiendo de que :

en el punto a_1 la carga hidráulica respecto de b_1 es mayor por la cantidad Y_{wh} (diferencia de carga hidráulica) que es la que establece un flujo de agua entre los puntos a_1 y b_1 de la muestra del suelo, misma que ocasiona el derrame del agua en el punto B . Dicho lo anterior, el gradiente de presiones, i_p , se calcula conforme la expresión siguiente :

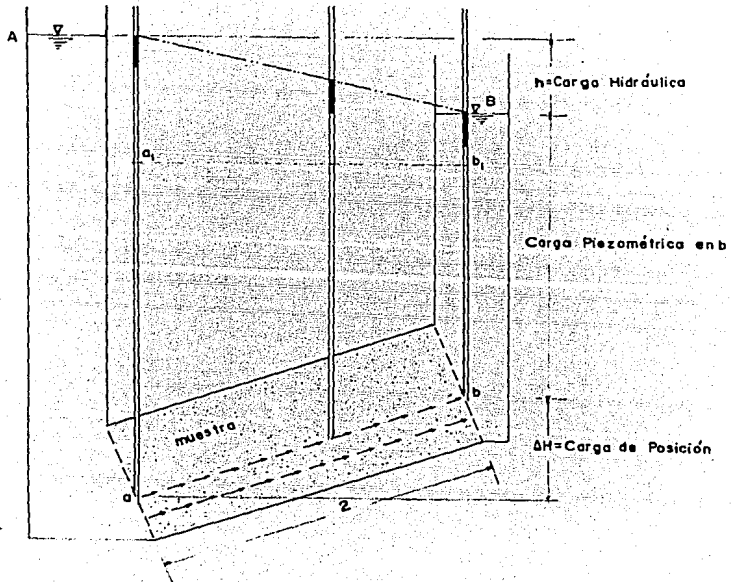


Diagrama que ilustra el significado de la carga hidráulica y piezométrica asociadas a un flujo unidimensional a través de una muestra de suelo

Fig. 2.20

$$i = \frac{\gamma_w h}{L} = \frac{u_{ob}}{L} \quad \dots (2.8)$$

donde :

u_{ob} = diferencia de carga hidráulica que existe entre los puntos a y b; $[FL^2]$

L = longitud recorrida por el agua a través del suelo, que equivale a la de la línea de flujo; $[L]$

γ_w = peso específico del agua; $[FL^3]$

entonces el concepto de gradiente hidráulico i, queda representado como :

$$i = \frac{i_p}{\gamma_w} = \frac{h}{L} \quad \dots (2.9)$$

el cual tiene la ventaja de ser adimensional, o no estar referido a una unidad de medición específica.

El gradiente hidráulico tiene utilidad en cuanto a que ayuda a determinar el estado de esfuerzos efectivos en el suelo, pues si el agua se filtra a través de la estructura del suelo y su flujo ocasiona un aumento en el esfuerzo normal efectivo que existe entre las partículas sólidas, entonces, de acuerdo con el principio de Terzaghi en su versión dinámica :

$$\sigma' = \sigma_v - (u + \Delta u) \quad \dots (2.10)$$

se tiene que Δu , por la acción de arrastre, tendrá signo negativo esto es, tenderá a aumentar el esfuerzo normal efectivo entre los sólidos σ' , y de acuerdo con el inciso G y la ec 2.6, habrá más dificultad de que se presente la licuación, pues existe mayor resistencia al esfuerzo cortante.

Si por el contrario, las características del flujo hacen que Δu tenga signo positivo, entonces la acción de arrastre del agua provoca disminución de confinamiento entre las partículas sólidas, y por ende, la resistencia al esfuerzo cortante del suelo disminuye; ésto, a su vez, propicia que el suelo sea más susceptible a la licuación.

Debe notarse que aún no se presenta la sollicitación dinámica externa, y ya existen condiciones favorables para que se desarrolle el fenómeno.

Una pregunta que vale la pena responder es la siguiente : ¿ Bajo qué condiciones específicas de flujo, las partículas del suelo quedan suspendidas ? ; para ello se recurre a lo que se conoce como gradiente hidráulico crítico :

$$i' = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad \dots (2.11)$$

donde:

γ' = peso volumétrico del suelo en condiciones sumergidas; $[FL^3]$

de tal manera que cuando el flujo del agua genere disminución de esfuerzo normal efectivo entre los sólidos y el gradiente hidráulico alcance este valor, se tendrá esa condición de inestabilidad, es decir $\sigma' = 0$ a cualquier profundidad del estrato arenoso, y en consecuencia, no existirá prácticamente resistencia al esfuerzo cortante, ni capacidad de carga alguna.

Es importante considerar que el nivel del agua tiene fluctuaciones, esto como resultado de la carga pluvial de acuíferos, así como de corrientes subterráneas dentro de los mantos arenosos (máxime si se está cerca del mar), de tal manera que para evaluar el gradiente hidráulico dentro de un estrato o depósito de suelo, se tiene la dificultad de precisar la longitud del suelo por la cual el agua fluye, y en un estudio de los factores del suelo que facilitan la licuación, es deseable se establezcan las condiciones actuales y futuras que se esperen del gradiente hidráulico (cuando éste provoque disminución del esfuerzo normal efectivo entre las partículas del suelo) y comparar este valor con el crítico; ello será útil para definir el estado de esfuerzos normales efectivos que presenta el suelo antes de una excitación dinámica.

El hecho de que en el suelo exista un gradiente hidráulico que provoque disminución del esfuerzo normal efectivo entre las partículas del suelo, constituye una condición que favorece la generación de la licuación, siendo el valor de dicho gradiente hidráulico un factor que interviene en la licuación del suelo.

E) DRENAJE

El drenaje de un suelo se refiere a su capacidad para dejar pasar al agua a través de su estructura. Dado que para fines prácticos se considera que el agua tiene el comportamiento de un fluido incompresible, su velocidad de evacuación del suelo depende básicamente de 2 factores (Ley de Darcy):

- a) el coeficiente de permeabilidad del suelo, k ,
- b) el gradiente hidráulico, i .

y puesto que ya se trató con el gradiente hidráulico, ahora se hará con el coeficiente de permeabilidad; éste último depende principalmente de:

1) la relación de vacíos, e , o las características de la curva granulométrica,

2) la estructura del suelo (acomodo que se tiene entre sus partículas),

1) Relación de vacíos, e , o las características de la curva granulométrica :

Se ha visto empíricamente que para suelos arenosos, el valor de k está dado por, (Hazzen) :

$$k = c e^2 \quad \dots (2.12)$$

donde :

c = una constante del suelo

en otras palabras, el coeficiente de permeabilidad del suelo está relacionado con la compacidad relativa ya tratada.

Curva granulométrica:

A causa de que la permeabilidad depende de los conductos más pequeños del suelo, también se ha visto que :

$$k = c D_{10}^2 \quad (\text{cm/s}) \quad \dots (2.13)$$

donde :

c = coeficiente que varía entre 100 y 150 para suelos arenosos, en $(1/\text{cm}^2 \text{s})$

D_{10} = tamaño máximo del lado de la abertura de una malla por el cual sólo pasa el 10 % del peso de todas las partículas del suelo

la expresión es válida para arenas sueltas y uniformes, $(0.1 \text{ mm} < D_{10} < 3 \text{ mm}$ y el $C_u < 5$), como puede ser el caso de una arena susceptible a licuación.

2) La estructura del suelo

Ella se refiere al arreglo o acomodo de las partículas sólidas, las cuales determinan el medio poroso a través del cual, el agua drena, así mismo, dicho acomodo da como resultado que los coeficientes de permeabilidad, tanto el vertical como el horizontal (para cada estrato de arena), tengan valores generalmente diferentes (sin embargo, para un estrato de arena uniforme muy suelta, ambos pueden ser iguales), además, el estrato de suelo puede presentar una carencia de homogeneidad en su distribución de vacíos, de tal manera que el coeficiente de permeabilidad puede ser sensiblemente afectado por ella, y consecuentemente también la rapidez con que el agua drene, lo

cual influye a su vez en el incremento de la presión en el agua, cuyas consecuencias ya se han mencionado.

Es oportuno aclarar que, la estratigrafía en el sitio también influye sobre el drenaje del depósito, ya que si uno o varios estratos de arena tienen espesor considerable, el tiempo para que se disipe incremento de la presión en el agua, será grande, lo cual es propicio para que se desarrolle la licuación (inciso 2.4.2).

Si se presenta un gradiente hidráulico desfavorable en el suelo, y éste último tiene una estructura abierta, así como un espesor reducido, entonces el drenaje del agua dentro del suelo será rápido; sin embargo, dicho drenaje será más lento si al estrato de suelo en cuestión lo limitan otros estratos de suelos con coeficientes de permeabilidad menores que el de él (condiciones de frontera que se tratan en el inciso siguiente).

Cuando el agua no drena rápidamente por el interior del suelo (caso típico de una arena fina uniforme y suelta), al ocurrir una excitación dinámica que provoque en el agua un incremento de presión, dicho incremento de presión en el agua afectará directamente al estado de esfuerzos efectivos entre las partículas sólidas (decremento de los esfuerzos efectivos), y por ende, su resistencia al esfuerzo cortante decrecerá también; por lo cual, es importante conocer el valor del coeficiente de permeabilidad, así como la dimensión del estrato, y con ello tener una idea del tiempo que tarda en drenarse el agua por su interior.

Cuando en un depósito de suelo existen grandes espesores de arenas sueltas y saturadas, y sobre dicho depósito ocurre una excitación sísmica, entonces, si el valor del coeficiente de permeabilidad del estrato arenoso es menor que 1×10^3 cm/s, Jaime, A., 1980, la disipación de la presión en el agua será menor que el correspondiente incremento de presión generado durante la excitación, con lo cual, el estado de esfuerzos efectivos en el suelo, así como su resistencia al esfuerzo cortante, disminuirán, y en un caso extremo, se anularán, propiciando que el suelo sea más deformable y que se asiente con mayor facilidad ante las cargas que sobre él se encuentren. Complementando lo anterior, el valor 1×10^3 cm/s, debe tomarse con reserva dada la diversidad de factores que influyen en la ocurrencia del fenómeno.

Concluyendo, un valor bajo del coeficiente de permeabilidad del estrato arenoso, así como el espesor considerable de éste último, constituyen dos factores que influyen en el desarrollo de la licuación del suelo.

Finalmente se tiene que, la permeabilidad de los estratos que limitan al que se estudia, influye también sobre la disipación de los incrementos de presión en el agua que se generan en él; por lo cual, es necesario considerar las condiciones de frontera de dicho estrato en estudio. El inciso siguiente trata con esas

condiciones de frontera.

F) CONDICIONES DE FRONTERA

Las condiciones de frontera del (o los) estrato(s) del suelo, están muy relacionadas con el drenaje de dicho suelo, y ellas tienen una influencia preponderante sobre la posible disipación del incremento de la presión en el agua; en él, deben considerarse tanto la geometría del estrato en cuestión, así como de los que lo rodean, y poder establecer con ello, el número de superficies de drenaje que se tendrán en el momento de generarse los incrementos de presión en el agua.

Si por ejemplo, se trata de un depósito de arena saturada dentro de una depresión poco permeable, entonces cuando se presente una excitación dinámica cualquiera de corta duración y gran intensidad, el agua tomará la presión, $+ \Delta u$, con lo cual, según el Principio de Terzaghi :

$$\sigma' = \sigma_T - (u + \Delta u) \quad \dots (2.10)$$

se tendrá una disminución en el confinamiento de los sólidos aparte de la que le ocasiona la condición sumergida, y por lo tanto, habrá menos resistencia al esfuerzo cortante. Dicha condición podrá ser capaz de provocar la falla de una estructura que sobre ese depósito se haya desplantado.

Otro aspecto que es muy importante señalar de este factor, es el del área en planta del depósito o estrato en cuestión, pues conforme mayor sea la parte del suelo que pueda aminorar eventualmente su resistencia, mayor será el riesgo de afectar tanto a una estructura de tierra, a un talud o un terraplén por ejemplo, como a una cimentación.

G) ESTADO INICIAL DE ESFUERZOS DE CONFINAMIENTO

Otro de los factores importantes que determinan la susceptibilidad de un suelo a licuarse, es la magnitud de los esfuerzos a que está sometida toda la masa en su conjunto.

Al respecto, se sabe que con base en pruebas cíclicas de laboratorio sobre arenas finas y limpias (Ishihara and Li, 1973; Ishibashi and Sherif, 1974; Ishihara and Yasuda, 1975; DeAlba et al., 1976) ha sido demostrado que la resistencia a la licuación depende de la magnitud de los esfuerzos principales efectivos σ'_1 , σ'_2 y σ'_3 , (donde σ'_1 es el vertical, y σ'_2 y σ'_3 son horizontales), siendo a su vez σ'_2 y σ'_3 dependientes del coeficiente de empuje de tierra en reposo K_0 , de tal manera que, dicha resistencia a la licuación se puede considerar proporcional al esfuerzo normal octaédrico en condiciones iniciales: éste último está dado por la expresión siguiente :

$$\sigma'_0 = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \quad \dots (2.14)$$

Y si $\sigma'_1 = \sigma'_2$, $\sigma'_2 = \sigma'_3$ y $k_0 = \sigma'_1 / \sigma'_3$, se tendrá que :

$$\sigma'_0 = \frac{(1 + 2k_0) \sigma'_v}{3} \quad \dots (2.14')$$

Por su parte, Kishida, 1969, afirma que en el caso de arenas uniformes, se tiene una probabilidad muy pequeña de licuación cuando el esfuerzo principal efectivo entre las partículas sólidas es mayor que 20 t/m². Complementando lo anterior, puesto que el esfuerzo vertical efectivo se calcula como

$$\sigma'_v = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \quad \dots (2.15)$$

donde :

γ_i = peso volumétrico in-situ del i-ésimo estrato

h_i = espesor del i-ésimo estrato

n = número de estratos que sobreyacen al nivel para el cual se requiere conocer el estado de esfuerzos de confinamiento.

se debe considerar la posición del NAF, pues ella influye en los valores de los esfuerzos efectivos en campo.

Por otra parte, existen criterios para evaluar la posibilidad del fenómeno (inciso 2.6), y para ello utilizan lo que se conoce como esfuerzo desviador, el cual se calcula como la diferencia entre el esfuerzo principal mayor y el esfuerzo principal menor en un ensayo triaxial :

$$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3 \quad \dots (2.16)$$

Los criterios de evaluación hacen referencia, generalmente, al esfuerzo desviador cíclico, que no es otra cosa que el mismo concepto anterior, pero referido a cada ciclo de carga cuando se tiene una variación cíclica del esfuerzo principal mayor σ'_1 .

El esfuerzo de confinamiento depende del estado de esfuerzos efectivos que existe entre las partículas que constituyen un depósito natural, y juegan un papel muy importante en cualquier criterio de evaluación de la potencialidad del fenómeno, pues él determina la resistencia y deformabilidad de un suelo granular ante los esfuerzos cortantes.

Como el esfuerzo de confinamiento es mayor en depósitos de suelos cargados con alguna estructura, que en otros ubicados en campo libre, ésto debido a los incrementos de esfuerzos efectivos que genera el peso de ella (Yoshimi and Oh-oka, 1975 ; Ishihara and Matsumoto, 1975; Yoshimi and Tokimatsu, 1977), se tiene entonces que, si el ancho del área cargada (suponiendo que dicha carga

está distribuida uniformemente) es pequeño, los esfuerzos normales sobre el suelo no se alteran, pero los esfuerzos cortantes tendrán valores altos ya que la superficie de falla del suelo es reducida; de tal manera que, al ocurrir un sismo, por ejemplo, los incrementos de la presión en el agua propiciarán que los esfuerzos efectivos entre las partículas del suelo disminuyan, por un lado, y por otro, los esfuerzos cortantes generados durante la excitación se sobrepondrán a los previamente presentes en el suelo cargado, y su valor resultante puede originar la falla del suelo; por ello, resulta benéfico contar desde un principio con valores altos de los esfuerzos de confinamiento y de la resistencia al esfuerzo cortante, y así, el suelo sea más estable ante las excitaciones dinámicas. Ello es una de las metas de los métodos de mejoramiento masivo de suelos granulares, los cuales, se exponen en el Capítulo 3 de este trabajo.

H) OTROS FACTORES DEL SUELO

Entre éstos últimos tenemos :

Edad del depósito : Se sabe que la edad del depósito influye en la potencialidad de aquél a licuarse. Este hecho ha sido demostrado en pruebas de laboratorio, Seed, 1976, sobre muestras idénticas sometidas a cargas sostenidas por períodos que variaron de 0.1 días hasta 100 días antes del ensayo, y que se vieron afectadas en su relación de esfuerzos $\sigma_c / 2\sigma_c$ hasta en un 25 %, siendo mayor la resistencia a la carga cíclica conforme más edad tenga el espécimen (ello se debe seguramente al reajuste de las partículas, por mínimo que éste sea), por lo cual, debe tenerse presente que existe notable diferencia en escalas de tiempo entre el laboratorio y el campo.

Historia de deformaciones : También se ha comprobado, Seed, 1979, que si una muestra de arena sometida a cargas cíclicas de una magnitud muy pequeña que provoquen apenas un cambio perceptible en la relación de vacíos, e , y por lo tanto, de la compacidad relativa, esa muestra será más resistente a cargas cíclicas de mayor magnitud (como es el caso de las sísmicas), que otra no excitada previamente, exhibiéndose entre ellas una diferencia notable. Ello es debido al acomodo y trabazón generados en esa historia de deformaciones y que se oponen a la deformación desviadora.

Historia de la formación del depósito: La estructura de la arena depende del proceso de formación del depósito. Este hecho se ha comprobado en laboratorio, Jaime, A., 1980, en muestras formadas con la presencia de agua y sin ella; notándose que al ser ambas muestras probadas en condiciones similares, exhiben un comportamiento estático y cíclico diferente, pudiéndose llegar a variaciones de hasta 100 % en su resistencia al esfuerzo cortante ante carga cíclica; mientras que en carga estática, una puede comportarse de manera contractiva y la otra dilatante.

2.4.2 FACTORES AMBIENTALES Y DE CARGAS DINAMICAS SOBRE EL SUELO

Las excitaciones dinámicas a que más frecuentemente se ve sometida una estructura ingenieril, son las que se presentan en la fig 2.21 . En los párrafos siguientes se tratará brevemente con todas aquellas excitaciones que se mencionaron al principio del inciso 2.4 .

A) Excitación sísmica : La susceptibilidad a licuación de un suelo durante un sismo, depende de la magnitud de los esfuerzos y deformaciones provocados por éste, y éstas, a su vez, están determinadas por: i) la aceleración máxima del terreno, y ii) la duración del sismo.

i) La aceleración máxima del terreno, la cual está relacionada con:

- 1) la magnitud del sismo, y la distancia del sismo al epicentro.
- 2) las condiciones locales del sitio.

En cuanto al primer punto, Esteva y Villaverde, 1973, obtuvieron que la aceleración máxima en terreno firme a una distancia R del epicentro de un sismo de magnitud M, disminuye conforme R aumenta, y presentan la siguiente ecuación aproximada de atenuación :

$$\frac{a_{m\acute{a}x}}{g} = \frac{5.7 e^{0.8M}}{(R + 40)^2} \quad \dots(2.17)$$

donde :

g = aceleración de la gravedad

R = distancia al epicentro, km

En cuanto al segundo punto, las irregularidades topográficas (presencia de cañones, montañas...etc.), aunadas con las propiedades dinámicas de los depósitos del suelo en el sitio, así como de sus espesores, influyen en la forma de propagación de las ondas sísmicas (amplitud, frecuencia, velocidad, refracciones, reflexiones ...etc). Moreno Pecero, G., 1980, y por lo tanto, favorecen que la $a_{m\acute{a}x}$ en la superficie del depósito sea diferente a la que se presenta en terreno firme. Al respecto, Richter, 1912, propuso una expresión empírica para estimar la aceleración máxima en la superficie del terreno, usando para ello el valor de la intensidad del sismo en el sitio de acuerdo a la escala de Mercalli Modificada (en sí aproximada), así como de abundantes datos experimentales en California, USA; esta expresión es :

Cargas
cíclicas



a) Cimentación de maquinaria

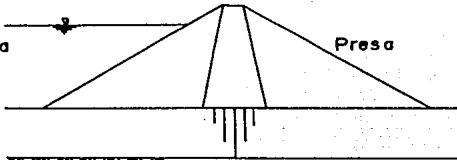
Explosión



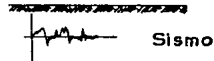
b) Respuesta dinámica a explosiones



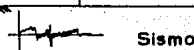
Estructura



Presa



Sismo



Sismo

c) Respuesta sísmica de estructuras masivas

Problemas dinámicos en Geotecnia

Fig. 2.21

$$\log a_{m\acute{o}x} = \frac{I_M}{3} - 0.5 \quad \dots (2.18)$$

donde :

$a_{m\acute{o}x}$ = aceleración máxima en la superficie del terreno, en cm/s²

I_M = intensidad estimada de acuerdo con la escala de Mercalli Modificada

Es importante recalcar que la $a_{m\acute{o}x}$ en la superficie del terreno depende de la forma en que se propagan las ondas sísmicas en el interior de éste, así como en su superficie. Como las ondas de cortante (que contienen mayor cantidad de energía que las demás ondas) provocan distorsiones angulares a la estructura del suelo, la generación de presión en el agua de un suelo arenoso saturado (a causa de los valores bajos del coeficiente de permeabilidad) ocasionará, de acuerdo con la ec 2.10, que el esfuerzo normal efectivo entre las partículas sólidas disminuya conforme aumenta dicha presión en el agua, con lo cual, la resistencia del suelo al esfuerzo cortante disminuirá también; bajo estas circunstancias, los esfuerzos cortantes que sigan actuando en el suelo, también distorsionarán la estructura de éste último hasta que la presión en el agua alcance el valor de σ_T y el suelo se licúe.

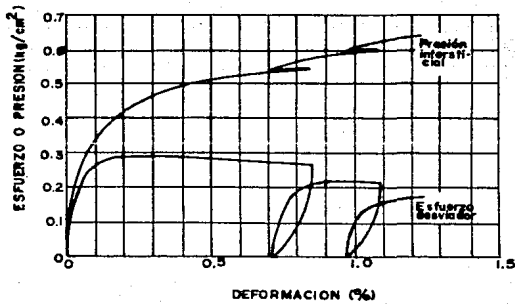
Lo descrito en el párrafo anterior, constituye el mecanismo por el cual el suelo pierde resistencia al esfuerzo cortante y se licúa.

Por lo expuesto en este primer punto, el valor de la aceleración máxima del terreno es un factor que influye en la susceptibilidad del suelo a la licuación.

Un ejemplo que ilustra la influencia del valor de la aceleración máxima del terreno, es el que ocurrió en Niigata, Japón, 1964. La ciudad, durante su historia sísmica, había sido sacudida ya por varios temblores, y sólo en tres ocasiones se reportaron daños atribuibles a licuación; en ellas, la aceleración máxima de la superficie del terreno fue estimada en 0.13g, llegándose en el año de 1964 a un máximo de 0.16g, mientras que en las demás ocasiones, el rango de variación estuvo comprendido entre 0.005g y 0.12g, y no se manifestaron daños atribuibles a licuación, Seed, H.B., 1971.

ii) La duración del sismo

En lo referente a la duración del evento, abundantes pruebas de laboratorio, por ejemplo las llevadas a cabo por Lambé, W.T., 1980, demuestran que ante una variación cíclica de esfuerzos cortantes sobre muestras de arenas saturadas y en condiciones no drenadas, la resistencia al esfuerzo cortante decrece conforme mayor sea el número de ciclos de esfuerzo; ésto se debe a la acumulación de la presión en el agua, fig 2.22.



Influencia de la repetición de cargas sobre la resistencia sin drenaje de arena saturada muy suelta.

Fig. 2.22

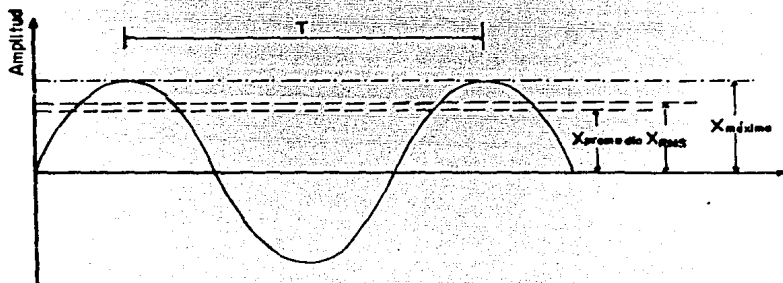
Al igual que en laboratorio, en campo se ha comprobado que mientras mayor sea el número de ciclos de esfuerzo cortante (y por lo tanto, la duración de la excitación sísmica), el suelo exhibirá mayor propensión a la licuación, siendo el caso de Anchorage, Alaska en 1964, el ejemplo que mejor lo ilustra, pues el inicio de la licuación comenzó hasta poco después de 90 segundos de empezado el sismo, lo cual indicó que se requirió de un número alto de ciclos de esfuerzo cortante para provocar la falla del suelo, Díaz Rodríguez, J.A., 1983. Claramente, si la duración del sismo hubiera sido solamente de 45 segundos, no se hubiera desarrollado la licuación, Shannon and Wilson, 1964. De esto se desprende que la duración de la excitación sísmica constituye un factor que influye en la susceptibilidad de un suelo a la licuación.

B) Cargas cíclicas : Con este nombre particular se incluyen las acciones dinámicas debidas principalmente al funcionamiento de maquinaria industrial, y que pueden originarse por causas muy diversas, dependiendo del tipo, tamaño, rapidez de operación, instalaciones y mantenimiento de la misma. Los tipos más comunes de vibraciones son las armónicas, las periódicas y las aleatorias. Las características más importantes de las vibraciones son la frecuencia, la amplitud máxima, la amplitud promedio, la amplitud media cuadrada, el número de ciclos, fig 2.23 y cuyas expresiones pueden ser obtenidas de : Flores Berrones, J.R., 1980. En los demás casos de vibraciones, existen métodos que permiten definir las características más importantes; por ejemplo los descritos por Bronch, J.T., 1973.

Al operar un sistema formado por maquinaria diferente, las características de la vibración se complican, con lo cual, los ciclos de esfuerzos cortantes que se generan sobre el suelo, así como los incrementos de la presión en el agua que éstos últimos originan, serán irregulares, y la resistencia al esfuerzo cortante del suelo variará conforme aumente la presión en el agua, es entonces cuando se verifica un mecanismo de disminución de resistencia del suelo al esfuerzo cortante muy semejante al tratado en el inciso a; dicho decremento, en un caso extremo, originará la licuación del suelo. Flores Berrones, J.R., 1980.

Cuando se revise la estabilidad a los esfuerzos cortantes de un suelo sometido a la acción de cargas cíclicas, se deberá tener presente que: las amplitudes de los ciclos de esfuerzo cortante, así como la duración en la cual actúan, constituyen dos factores que influyen en la susceptibilidad del suelo a licuación.

C) Oleaje : El oleaje es una excitación dinámica de carácter periódico que se presenta en la superficie del agua en forma de ondas. Conforme el oleaje se propaga hacia la costa, las olas producen cambios de presión sobre la superficie del suelo en la que actúan, y dada esa naturaleza periódica, dichos cambios son cíclicos. Los incrementos de presión que experimenta la superficie del suelo (ya sea éste costero o marino), modifican el estado de esfuerzos efectivos en éste. Si el esfuerzo cortante excede la resistencia del suelo, entonces ocurre la falla, y se



Ejemplo de una vibración armónica donde se indica el valor de $X_{máxima}$; X_{rms} y $X_{promedio}$.

Fig. 2.23

presentan grandes deformaciones que pueden dar lugar a deslizamientos notables.

Respecto a la cuantificación que la acción del oleaje ejerce sobre la estructura ingenieril de que se trate (por ejemplo un muelle o un rompeolas) existen 2 métodos: 1) La ola de diseño, y 2) La historia de cargas que experimenta la estructura, Rodríguez Cuevas, N., 1980. En el primer método, la ola de diseño se define por su altura, su período y sus características de inclinación; obviamente es ella la que produce los efectos más desfavorables de carga sobre el suelo, la cimentación, y por lo tanto, sobre la estructura misma; dichos efectos se esquematizan en la fig 2.24, en la cual es posible observar la historia de cargas, la evolución de los asentamientos, la posible variación de la presión de poro en el suelo, y el diagrama de fuerza vs desplazamiento vertical, el cual permite apreciar la modificación que sufre la rigidez de la estructura dado que sobre el suelo de cimentación actúa la ola de diseño.

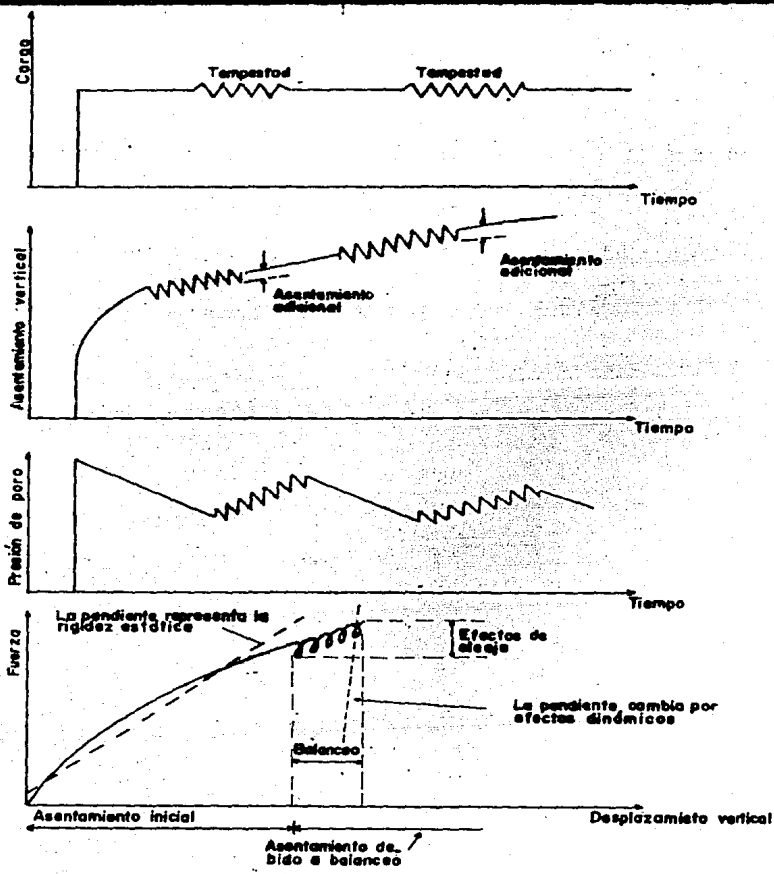
Por su parte, el segundo método sólo se usa cuando se juzga importante evaluar los efectos de fatiga sobre la estructura.

A partir de los esquemas presentados en la fig 2.24, es la evolución de los asentamientos, así como la variación de la presión en el agua del suelo los que modifican el estado de esfuerzos efectivos en el suelo de cimentación.

La revisión de la estabilidad del suelo a los esfuerzos cortantes (cuando sobre éste último se consideran los incrementos de la presión en el agua, producidos éstos por la acción de la "ola de diseño"), permite señalar que, de acuerdo con la ec 2.10, conforme la presión en el agua aumenta, el estado de esfuerzos efectivos en el suelo, y la resistencia al esfuerzo cortante de éste último, decrecerán, por lo cual, si el valor de la altura y el período de tal "ola de diseño" determinan los incrementos de la presión en el agua, dichos valores constituirán una causa por la cual la resistencia del suelo al esfuerzo cortante disminuye, siendo esto último un factor que influye en la susceptibilidad del suelo a la licuación. Así mismo, el oleaje regular, también produce cambios en la presión en el agua del suelo, pero que en contraste con los producidos por la "ola de diseño", dichos cambios no son significativos; sin embargo, se consideró pertinente mencionarlos pues también afectan el estado de esfuerzos efectivos en el suelo.

D) Explosiones: Este agente dinámico ocasiona niveles de carga altos en lapsos instantáneos, provocando, por un lado, que la presión en el agua alcance valores altos, y por otro, el asentamiento del terreno por un proceso semejante al ocurrido durante un sismo, pero ahora más rápido, y con la generación de una gran onda de cortante. Los efectos anteriores disminuirán conforme el sitio de estudio esté más alejado del lugar de la explosión.

En cuanto a los efectos que produce una explosión dentro del suelo, no es necesario que el incremento de la presión en el agua



Efectos del oleaje sobre las estructuras y sus cimentaciones

Fig. 2.24

llegue a igualar los esfuerzos efectivos para que la estructura falle, basta con que sea lo suficientemente alta como para disminuir la capacidad de carga del suelo al nivel solicitado por la estructura, para así tener una situación de falla incipiente.

Por lo anterior, se puede afirmar que el valor de la intensidad de la explosión, constituirá un factor que influye en la susceptibilidad del suelo a la licuación, cuando sobre dicho suelo se revise la estabilidad a los esfuerzos cortantes ante este tipo de excitación dinámica.

E) y F) Incremento monótonico de esfuerzos cortantes y deformaciones : Cuando se habla de esfuerzos cortantes monótonicos, se refiere a aquellos que actúan crecientemente dentro de la masa del suelo. Asociados con los esfuerzos cortantes están las distorsiones angulares, que ellos ocasionan.

La aplicación de magnitudes crecientes de esfuerzos cortantes, está representada, por ejemplo, por el vaciado rápido frente a un dique, un deslizamiento bajo un terraplén, Covarrubias, S., 1970, o los cambios relativamente bruscos del nivel de aguas a lo largo de un río, como es el caso del río Mississippi, de cuya problemática surgió un criterio empírico para evaluar la potencialidad de licuación del suelo, tal como se presenta en el inciso 2.6 .

Como conclusión, se puede afirmar que, si los incrementos de esfuerzo cortante, y por lo tanto de deformaciones, actúan en una duración pequeña de tiempo (frecuencia alta), el valor de dicha frecuencia constituirá un factor que influye en la susceptibilidad del suelo a la licuación; ello se debe a que el comportamiento del suelo a "corto plazo" exhibe menores resistencias al esfuerzo cortante a comparación con su comportamiento a "largo plazo" (mayores resistencias al esfuerzo cortante).

G) Solicitaciones dinámicas en general : Cualquier acción de índole dinámica aplicada al suelo y que produzca ondas de cortante, o algún agente que tienda a provocar distorsiones angulares, aunada con un drenaje del suelo tal, que permita se incrementa de manera notable la presión en el agua, ocasionará el decremento de los esfuerzos efectivos, así como de la resistencia al esfuerzo cortante, con lo cual, las distorsiones angulares crecerán.

Si sobre el suelo van a actuar ciclos de esfuerzo cortante, y las intensidades de dichos ciclos son grandes, entonces la frecuencia con la cual actúan, determinará la forma en que variará el estado de esfuerzos efectivos en el suelo, y es en ese sentido, su importancia respecto a la pérdida de resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Complementando lo expuesto respecto al hecho de la variación del estado de esfuerzos efectivos del suelo, se deben considerar dos condiciones de aplicación de los ciclos de esfuerzo cortante, las cuales dependen de la variable tiempo:

una, a corto plazo, y otra, a largo plazo. En el primer caso, la presión hidrodinámica (producto de la excitación del suelo), se generará más rápido que conforme ella drene en forma de carga de velocidad; esta situación se ve favorecida, conforme menor sea el coeficiente de permeabilidad del suelo. En este primer caso, la presión hidrodinámica no disipada se acumula, y afecta, como ya se mencionó con anterioridad, al estado de esfuerzos efectivos, haciendo que el suelo sea poco resistente a los esfuerzos cortantes. En el segundo caso, como la aplicación de las cargas cíclicas se verifica en un lapso mayor de tiempo, ocurre que conforme se genera la presión hidrodinámica, el drenaje del suelo permite que se alivien completamente tales presiones, con lo cual, el estado de esfuerzos efectivos no altera en demasía su valor y el suelo será más estable ante los esfuerzos cortantes.

2.5 EVIDENCIAS FISICAS DE LA LICUACION DE SUELOS

Puesto que el fenómeno de licuación es el decremento súbito y temporal de la resistencia del suelo al esfuerzo cortante (produciéndose a la vez, grandes deformaciones), las evidencias que dejará la ocurrencia de la licuación de un suelo, se agrupan en dos :

- 1) daños a construcciones
- 2) daños al propio suelo

dentro del primer grupo están las fallas en : muros y cimentación de casas habitación, muelles, canales de riego, terraplenes, ... etc. ; dichas fallas se identifican por agrietamientos, desplomes, hundimientos y deformaciones irreversibles. Algunos daños se pueden apreciar en las figuras 2.25 y 2.26 .

En lo referente a daños que la licuación de algún estrato de suelo ocasiona, ya sea en su superficie como en su ubicación original, se encuentran los siguientes :

- a) volcanes de arena y, brote de agua y arena
- b) grietas longitudinales
- c) asentamientos
- d) desplazamientos laterales

a) volcanes de arena y, brote de agua y arena : La aparición de volcanes de arena en la superficie del terreno, fig 2.27 se produce a causa de que la licuación de la arena se verificó en un estrato por debajo del superficial; en dicha licuación, la presión hidráulica producida por la acción dinámica, alcanza una magnitud tal, que es capaz de vencer al esfuerzo vertical total que actúa sobre el nivel de la cota superior de dicho estrato, produciéndose así, un "flujo" ascendente de agua (el cual a su vez, lleva dispersa en él, una parte de la arena que se licuó). Cuando dicho flujo llega a la superficie del suelo, sobre ésta última se forma un cono con parte de la arena que el agua lleva, y a través de dicho cono fluye el agua hasta el instante en que se disipa por completo la presión hidrodinámica del agua del estrato que se licuó.

Es importante señalar que si el incremento de la presión en el agua no llega a igualar el valor de la presión vertical total sobre el nivel de la cota superior del estrato que se licuó, entonces no se formarán volcanes de arena.

En la fig 2.27a se muestran algunos volcanes de arena típicos de un depósito licuado. Su diámetro varía acorde al flujo de agua que salió por dicho volcán de arena.

El brote de agua y partículas del suelo que se licuó, puede alcanzar en sitios muy particulares, alturas de 2 m y duraciones de hasta 5 días (según testigos oculares), Jaime, A., 1980b .

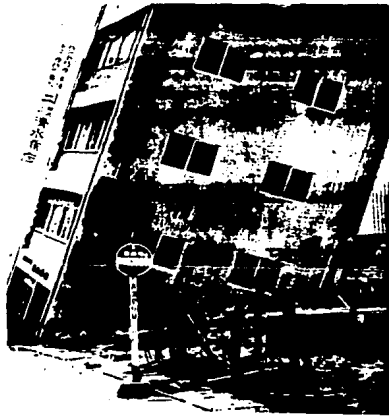
b) grietas longitudinales : Ellas se presentan en la superficie del suelo cuando a ésta la forma un estrato de suelo cohesivo



Fig. 2.25. Daños a un puente carretero durante el sismo de Alaska en 1986



(a)



(b)

Fig. 2.26 Asentamientos del suelo de cimentación que provocaron fallas en casas habitación (a), y en edificios (b).



Fig. 2.27a Detalle de los volcanes de arena, Niigata 1964.



Fig. 2.27b Broto de agua por los volcanes de arena y acrecimiento del terreno, Niigata 1964.



Fig. 2.27c Campo de cráteres de arena .Sismo de Niigata(1964) .

(limo y/o arcilla) y cuyo estrato arenoso que lo subyace, al sufrir una brusca reducción de resistencia al esfuerzo cortante, permite que la parte del estrato superficial que lo sobreyace, se asiente; es entonces cuando las grietas se distribuyen siguiendo en forma aproximada, la geometría en planta del suelo que perdió temporalmente su resistencia al esfuerzo cortante. Una fotografía que ilustra las grietas longitudinales arriba referidas, se muestra en la fig 2.12; dicha grieta, forma parte de los daños del sismo del 8 de Junio de 1980 en Mexicali, BCN, México.

c) asentamientos : Cuando un estrato de suelo se licúa, entonces su capacidad de carga disminuye, y si sobre ese estrato se apoya otro, entonces éste último tenderá a bajar como consecuencia de la escasa resistencia al esfuerzo cortante del primero; ello da origen al asentamiento del terreno y que es apreciable desde la superficie a través de nivelaciones y bancos de referencia, o por simple observación directa. Arenas, D., 1980 ; y Marsal, R.J., 1961, fig.2.6 . La magnitud del asentamiento dependerá, por un lado, del espesor que tenga el estrato licuable, y por otro, del lapso de tiempo en el cual la resistencia del suelo al esfuerzo cortante tenga valores bajos.

d) deslizamientos laterales : Ellos se presentan cuando el confinamiento lateral del depósito del suelo, es lo suficientemente reducido como para ser vencido por la presión hidrodinámica que actúa en el suelo que se licúa; además, también se presenta en superficies inclinadas, ocasionando el deslizamiento de la masa del suelo de algún talud o ladera que se apoye sobre un estrato licuable, es decir, se verificará un desplazamiento de los estratos localizados por encima del que disminuye su resistencia al esfuerzo cortante. Esta evidencia se tiene en la falla de presas y bordos, como por ejemplo, el reportado por Seed en 1975.

2.6 ALGUNOS CRITERIOS PARA ESTIMAR LA SUSCEPTIBILIDAD A LICUACION DE UN SUELO

Para evaluar la susceptibilidad a licuación de un suelo, se han propuesto diferentes caminos :

- + GENERAL
- + ANALITICOS
- + EXPERIMENTALES
- + EMPIRICOS
- + SIMPLIFICADOS

En este inciso solo se describirán brevemente algunos de ellos.

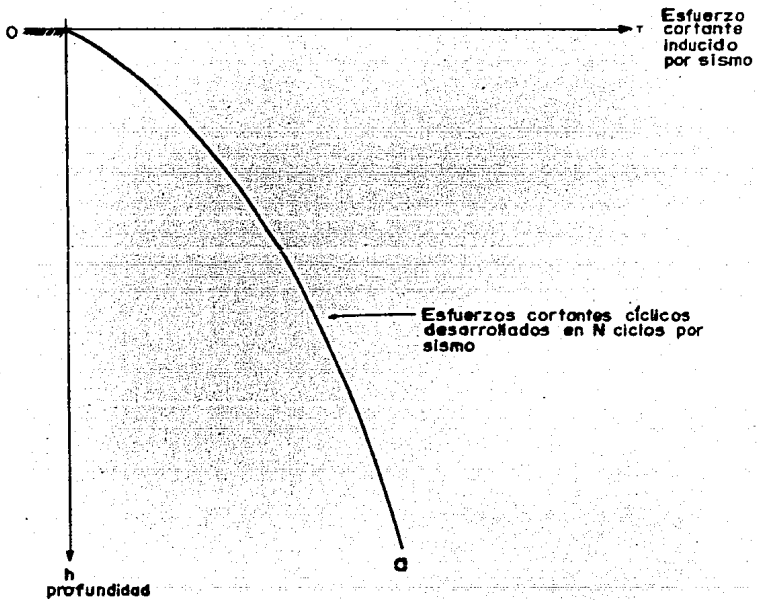
+ METODO GENERAL

El método general de evaluación fue propuesto por Seed e Idriss, 1971, y cuyas etapas se anotan a continuación :

1) Se establecen las condiciones iniciales del suelo, así como el sismo de diseño. Acto seguido, se determinan los esfuerzos cortantes inducidos por dicho sismo a diferentes profundidades dentro del depósito.

2) Se evalúan apropiadamente los niveles de esfuerzo provocados por los ciclos de esfuerzo durante el sismo, y con ellos, se convierte la historia de esfuerzos cortantes, a un número equivalente de ciclos de esfuerzo cortante uniforme, graficándolos como una función de la profundidad, curva a de la fig 2.28 ; con ella, se toman en cuenta, tanto la intensidad y duración de la vibración del terreno, así como la variación del esfuerzo cortante con la profundidad

3) Por medio de datos de campo o pruebas de laboratorio sobre muestras representativas ensayadas para diferentes presiones de confinamiento, se determinan los esfuerzos cortantes cíclicos que tendrán que ser desarrollados dentro del depósito del suelo a diferentes profundidades, para causar la licuación con el mismo número de ciclos de esfuerzo del paso anterior, y tener así representadas las acciones que ejerce el sismo de diseño sobre el suelo. De esta manera, se obtiene el esfuerzo necesario para provocar la falla, en función de la profundidad, curva b de la fig 2.29. Las pruebas de compresión cíclica triaxiales o de corte simple cíclico, se pueden usar con este propósito. Al respecto, Seed y Peacock, 1970, presentan una interpretación de los resultados de las pruebas de laboratorio y de las de campo. Sin embargo, con lo anterior, se toman en cuenta, tanto el tipo de suelo y las condiciones in-situ, como los esfuerzos efectivos iniciales.



Variación con la profundidad de los esfuerzos cortantes cíclicos en el suelo ocasionados por sismo

Fig. 2.28

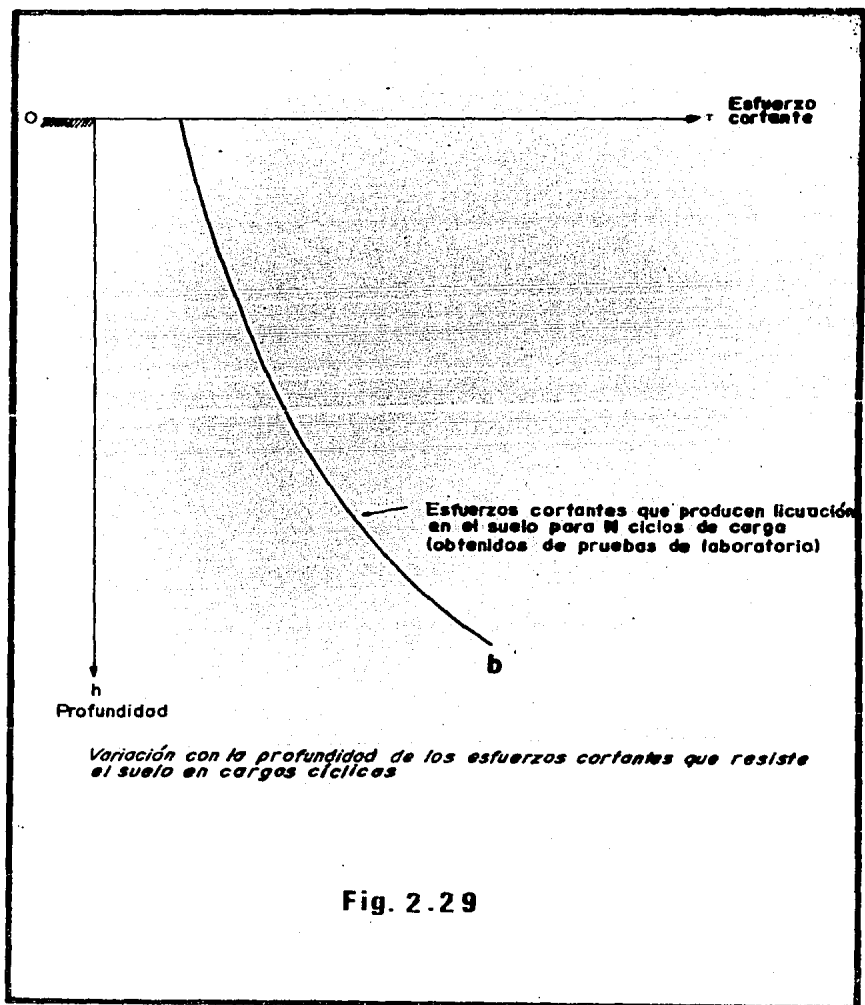


Fig. 2.29

4) A lo largo de la profundidad del depósito, se comparan los esfuerzos cortantes inducidos por el sismo, con los máximos que puede resistir el suelo sin sufrir licuación, y se localiza la zona del depósito en que los esfuerzos solicitados exceden a aquellos que provocan la falla, concluyéndose que dicha zona será susceptible de licuarse, fig 2.30 .

+ METODOS ANALITICOS

Los métodos analíticos se han usado con el fin de estudiar la respuesta dinámica de los suelos granulares; ellos son apropiados cuando las condiciones de frontera son complicadas. Los métodos se han desarrollado en diferentes universidades del mundo, tales como : California, British Columbia, Michigan, Illinois, Swansea y México.

Sus características más importantes son :

- * Se consideran 1, 2 o 3 dimensiones de trabajo, así como la variable tiempo.
- * Se establecen las ecuaciones de movimiento en función, o de esfuerzos efectivos, o de esfuerzos totales.
- * Se considera el problema de desplazamientos pequeños, o de desplazamientos grandes.
- * Se define la forma en que se genera la presión de poro.
- * Se asignan ecuaciones constitutivas al suelo y se define el comportamiento de la estructura sólida.
- * Se establecen los cambios volumétricos originados por la densificación del suelo.
- * Se precisa el tipo de amortiguamiento del suelo.
- * Se define la forma en que se disipa la presión de poro.

En las siguientes referencias se pueden encontrar más detalles en relación con los métodos : Porras Silva, V. et al., 1979; Díaz Rodríguez, J.A. et al., 1980b; y Díaz Rodríguez, J.A., 1983.

+ METODOS EXPERIMENTALES

Los métodos experimentales han utilizado diversos ensayos (triaxial, triaxial cíclica, corte simple cíclico, torsión cíclica y mesa vibratoria). Abundantes características de ellos se pueden ver en : Díaz Rodríguez, J.A., 1980; y Jaime, A., 1980.

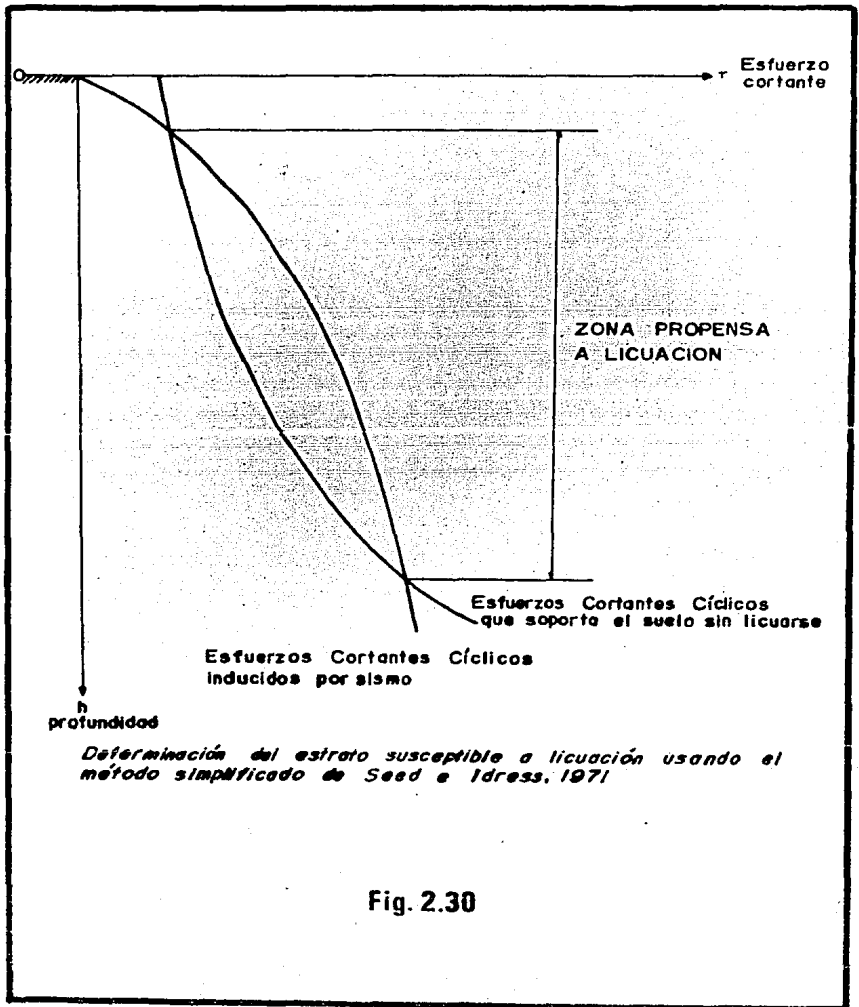


Fig. 2.30

+ METODOS EMPIRICOS

Los métodos empiricos mas aceptados son 4 :

a) Criterio de Florin e Ivanov, 1961 .

Este criterio se desarrolló en la URSS y permite estimar la potencialidad del fenómeno por medio de pruebas in-situ. El procedimiento consiste en hacer explotar sucesivamente 3 cargas de dinamita de 5 kg cada una, las cuales se colocan a una profundidad media de 4.5 m . Después de cada explosión, se determina el asentamiento promedio de la superficie del suelo en un radio de 4.5 m medido a partir del sitio de la explosión. La cantidad y profundidad a la que se coloca el explosivo se eligen de manera que no se vuele al suelo. Si el asentamiento promedio de la superficie del suelo (que está dentro del círculo de radio = 4.5 m) en la N-ésima explosión cumple que :

$$\delta_N < (8 \text{ a } 10 \text{ cm}) \quad \dots (2.19)$$

y la relación de asentamientos entre explosiones sucesivas cumple que

$$\frac{\delta_N}{\delta_{N+1}} < 0.6 \quad \dots (2.20)$$

entonces se puede afirmar que el suelo no es susceptible a licuarse.

Cabe aclarar que los resultados de la prueba son válidos para los primeros 10 m de profundidad dentro del depósito granular.

b) Criterio de Kishida, 1969.

Este criterio se basa en el análisis de las condiciones del suelo en tres sitios donde ocurrió la licuación en Japón. Establece que bajo sismos de la misma magnitud puede ocurrir licuación si se cumplen simultáneamente :

* El nivel freático está proximo a la superficie

* Las características granulométricas satisfacen las relaciones :

$$0.074 \text{ mm} < D_{50} < 2 \text{ mm} \quad \dots (2.21)$$

$$y \quad C_u < 10 \quad \dots (2.22)$$

* El espesor de suelo no licuable (H_l) que está arriba del que se investiga, satisface que :

$$H_l < 8 \text{ m} \quad \dots (2.23)$$

* La relación de espesores del estrato superior no licuable (H_1) a la del licuable o inferior (H_2), satisface que :

$$\frac{H_1}{H_2} < 1 \quad \dots (2.24)$$

Por el contrario, concluye también que el suelo no es susceptible a licuarse si el esfuerzo vertical efectivo en el estrato que se investiga, cumple que

$$\sigma' > 20 \text{ t/m}^2 \quad \dots (2.25)$$

o que la compacidad relativa D_r , cumple que :

$$D_r > 75 \% \quad \dots (2.26)$$

c) Criterio de Oshaki, 1969.

Este criterio establece que los suelos con nivel freático próximo a la superficie pueden licuarse si su curva granulométrica cumple que :

$$D_{10} < 0.1 \text{ mm} \quad \dots (2.27)$$

y

$$0.2 \text{ mm} < D_{60} < 2 \text{ mm} \quad \dots (2.28)$$

Por el contrario, establece que estos suelos tendrán poca probabilidad de licuarse si la resistencia a la penetración estándar, N , cumple que :

$$N > 22 \quad \dots (2.29)$$

donde :

Z = profundidad, en metros.

d) Criterio del " Water Experiment Station " (WES), 1956.

Este criterio fue desarrollado para analizar la estabilidad de terraplenes a lo largo del río Mississippi, en el que se producen flujos de materiales originados por incrementos de la presión de poro, que a su vez se deben a cambios del nivel del río. Las conclusiones del estudio permiten señalar que un sitio es potencialmente inestable, cuando se satisfacen las condiciones siguientes :

* El espesor del estrato licuable, H_1 , cumple que

$$H_1 < 7.5 \text{ m} \quad \dots (2.30)$$

* La relación del espesor del estrato inferior no licuable H_2 , a la del licuable H_1 , cumple que :

$$\frac{H_2}{H_1} < 0.85 \quad \dots (2.31)$$

* El porcentaje de finos es menor que 10 % .

+ METODOS SIMPLIFICADOS

Consisten basicamente en comparar la resistencia obtenida en pruebas de laboratorio, con los esfuerzos que provocará el sismo, calculados en forma simplificada. Los 2 más importantes son :

- a) Método de Seed e Idriss
- b) Método de Casagrande

a) Método de Seed e Idriss :

Este método consiste en comparar los esfuerzos inducidos por el sismo de diseño en los estratos de suelo en estudio, con los que éstos pueden resistir sin que ocurra la licuación. Para determinar los esfuerzos inducidos in-situ, debe contarse con el acelerograma del sismo de diseño, la estratigrafía y las propiedades índice y mecánicas del suelo. La magnitud de los esfuerzos que pueden provocar licuación en el suelo, se obtiene a partir de pruebas de laboratorio, tanto triaxiales como de corte simple, con esfuerzos repetidos, o bien se estima con gráficas de diseño obtenidas por los mismos autores. La comparación de los esfuerzos inducidos por el sismo con los que provocan licuación del suelo, permite juzgar la susceptibilidad de éste a sufrir dicho fenómeno.

El esfuerzo cortante máximo $\tau_{m\acute{o}x}$ a una profundidad Z (conocida la aceleración máxima $a_{m\acute{o}x}$ en la superficie del terreno), y suponiendo que la masa del suelo se comporta como un cuerpo rígido, se calcula mediante la expresión :

$$\tau_{m\acute{o}x} = \frac{\gamma Z}{g} a_{m\acute{o}x} \quad \dots (2.32)$$

donde :

$a_{m\acute{o}x}$ = aceleración máxima en la superficie del terreno

γZ = presión vertical total a la profundidad Z

g = aceleración de la gravedad

$\tau_{m\acute{o}x}$ = esfuerzo cortante máximo a la profundidad Z

Como el terreno es el realidad deformable, en general se tendrá

que :

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{\gamma Z}{g} a_{\text{máx}} r_d \quad \dots (2.33)$$

siendo r_d un factor de corrección menor que 1 .

El análisis de varios sismos que presentan un estrato de arena en los 15 m superiores, ha mostrado que r_d oscila dentro del intervalo de valores de la fig.2.31 .

Seed e Idriss proponen calcular el esfuerzo cortante promedio τ_p , que para un número determinado de ciclos, produce el mismo efecto que el sismo; la expresión que presentan es :

$$\tau_p = 0.65 \frac{\gamma Z}{g} a_{\text{máx}} r_d \quad \dots (2.34)$$

Por su parte, el número de ciclos significativos en el comportamiento del material, dependerá de la duración del sismo. Para fines prácticos, se puede usar la tabla siguiente, Seed et al., 1975b :

Tabla 2.6

Magnitud del sismo	Número de ciclos significativos
5 1/2 a 6	5
6 1/2	8
7	12
7 1/2	20
8	30

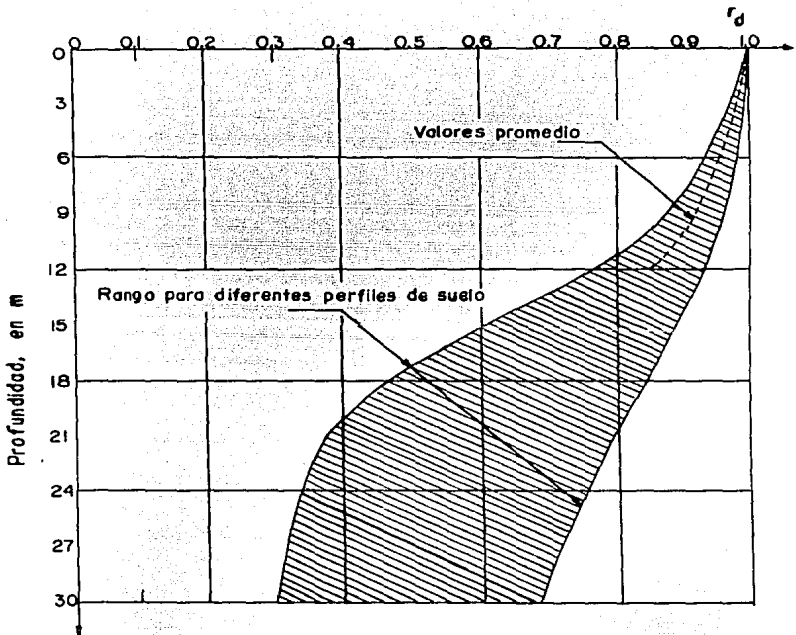
Previamente a la realización de pruebas de laboratorio, es preciso conocer la compacidad relativa del material in-situ; para ello, se utilizan los resultados de las investigaciones hechas por Holtz y Gibbs, 1957 . En la fig 2.32 se presenta una gráfica modificada por Seed e Idriss, 1970, que permite conocer la compacidad relativa en función del esfuerzo vertical efectivo y del número de golpes en la prueba de penetración estándar.

Los esfuerzos que provocaran la licuación de un suelo a una compacidad relativa dada, se pueden deducir en forma aproximada de los experimentos llevados a cabo por diversos investigadores, tanto en cámaras triaxiales como en aparatos de corte simple. Estos esfuerzos están dados por la expresión :

$$\tau_{xy} = \sigma'_{av} \left[\frac{\sigma'_{dc}}{2\sigma_c} \right] \frac{D_r}{50} \quad \dots (2.35)$$

donde :

$$D_r = 50\%$$



Rango de valores de r_d para diferentes perfiles de suelo

Fig. 2.31

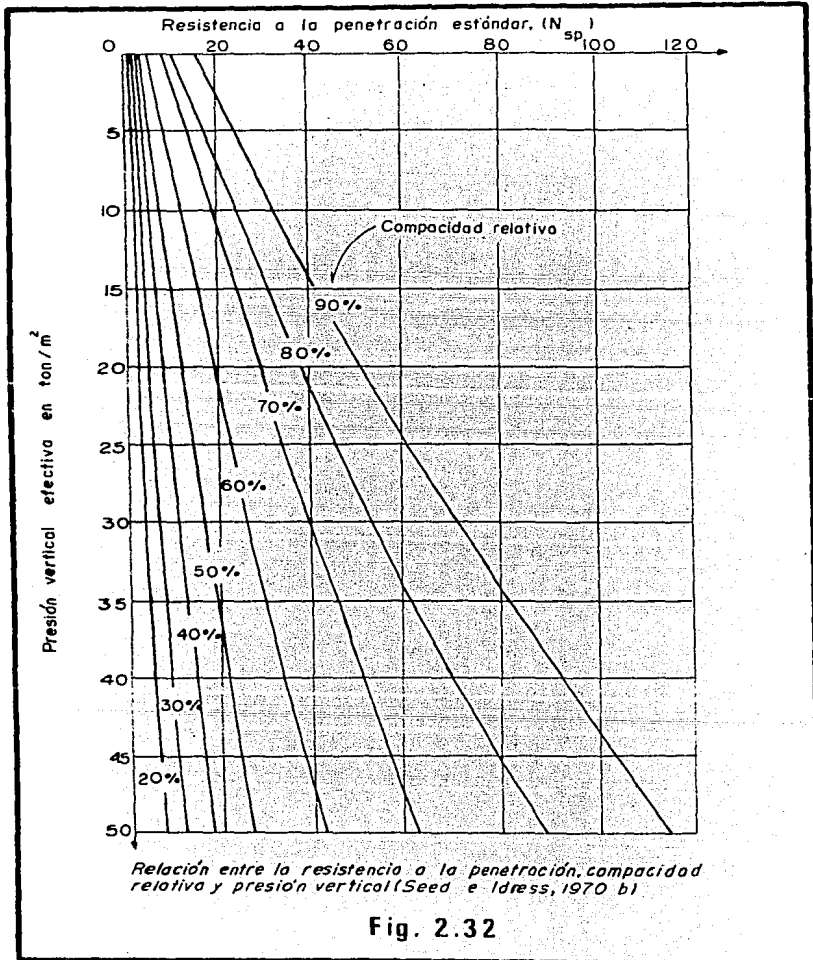


Fig. 2.32

τ_{xy} = esfuerzo cortante cíclico que produce licuación en pruebas de corte directo; $[FL^2]$

σ' = esfuerzo vertical efectivo; $[FL^2]$

D_r = compacidad relativa del suelo, obtenida de la fig 2.32 en función de la resistencia a la penetración estándar y el esfuerzo vertical efectivo; en por ciento.

α_r = coeficiente empírico que correlaciona los resultados de pruebas en cámaras triaxiales y los resultados de pruebas de corte directo, obtenidas de la fig 2.33 en función de la compacidad relativa del suelo; adimensional.

$\left[\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_c} \right]$ = relación entre esfuerzo cortante y presión de confinamiento a la falla en pruebas triaxiales cíclicas realizadas en arenas con compacidad relativa de 50 % , con un determinado número de ciclos de esfuerzo (10 o 30 usualmente), obtenidos de las figs 2.34 y 2.35 en función del diámetro D_{50} del material; adimensional.

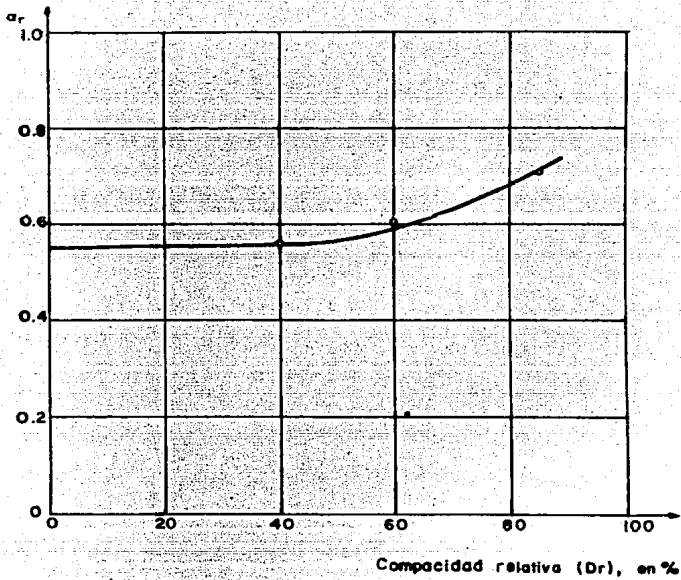
σ_{dc} = esfuerzo desviador cíclico; $[FL^2]$

σ_c = presión confinante efectiva; $[FL^2]$

Para determinar la relación de esfuerzos correspondiente a otra compacidad relativa, se usa el hecho experimental de que la relación de esfuerzos $\sigma_{dc}/2\sigma_c$ es aproximadamente proporcional a la compacidad relativa, figs 2.34 y 2.35 ; en ellas, se observa que el material menos resistente corresponde a un $D_{50} = 0.074$ mm .

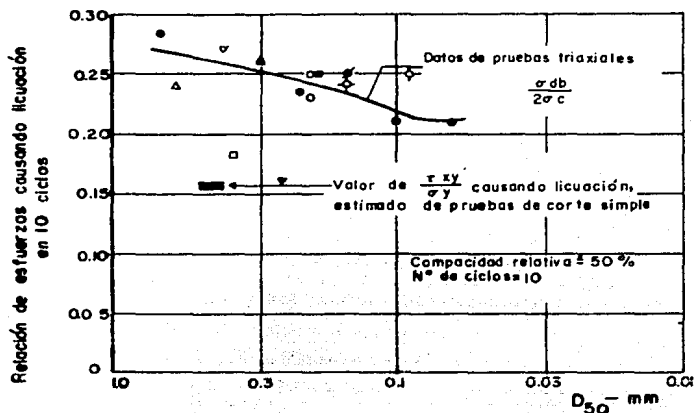
Comparando los esfuerzos producidos en el terreno por un temblor y los esfuerzos que el material es capaz de soportar, es posible determinar si el suelo presentará o no el fenómeno de licuación, para las condiciones particulares supuestas.

Seed e Idriss, además, presentan un procedimiento simplificado que permite aplicar el método en forma expedita mediante gráficas de penetración estándar contra profundidad, elaboradas para 2 profundidades típicas del nivel freático y para 2 aceleraciones máximas del terreno, figs 2.36 y 2.37 . En estas gráficas se delimitan tres zonas : una, en la cual no habrá licuación; otra, en la que podría o no presentarse licuación, dependiendo de las características granulométricas del material y la magnitud del temblor; y la tercera, en la cual es muy probable que el material se licúe. Las fronteras entre las zonas anteriores se determinan para una compacidad relativa de 50 % y corresponden a condiciones extremas en cuanto al número de ciclos significativos producidos por un temblor y a la granulometría del material. La frontera a la izquierda de la cual se concluye que habrá licuación, fue obtenida usando el mínimo número de ciclos de esfuerzo razonable (10) combinado con la granulometría del material menos susceptible a la licuación ($D_{50} = 2$ mm); la frontera a la derecha de la cual se dice no habrá licuación, se obtuvo combinando el



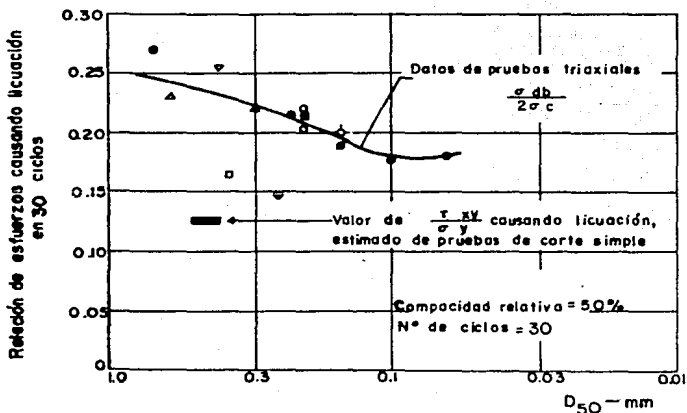
Relación entre a_r y la compacidad relativa

Fig. 2.33



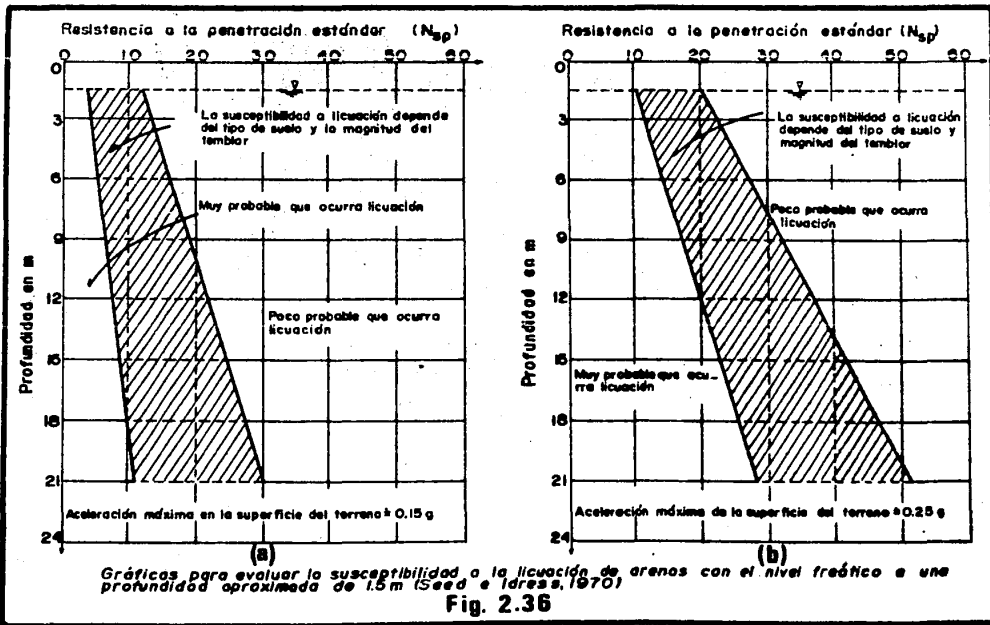
Condiciones de esfuerzo causando licuación de arenas en 10 ciclos

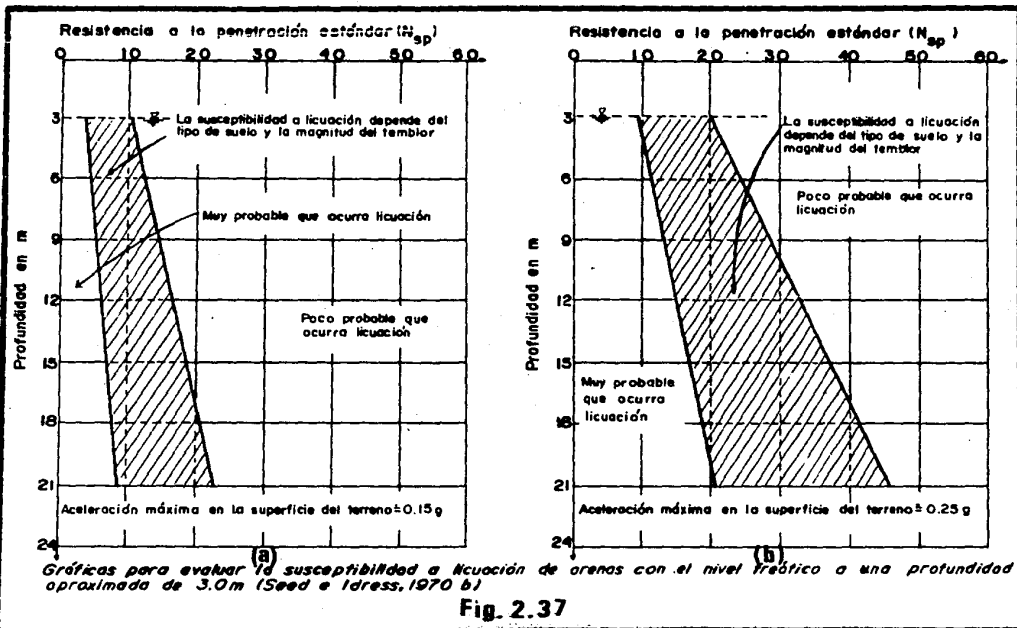
Fig. 2.34



Condiciones de esfuerzo causando licuación de arenas en 30 ciclos

Fig. 2.35





máximo número de ciclos razonable (30) con la granulometría del material más susceptible ($D_{50} = 0.074$ mm).

b) Método de Casagrande

En esencia, el procedimiento consta de los pasos siguientes :

1) Se ejecutan pruebas triaxiales con aplicación de carga monotónica (o cíclica, dependiendo de la compacidad relativa de la arena), en muestras inalteradas labradas de bloques obtenidos manualmente, y se determina su respuesta. De preferencia, las muestras deben ejecutarse en un equipo que disponga de extremos lubricados, y los especímenes deben estar consolidados con una relación de esfuerzos principales de 2 .

2) Se determina la línea "relación de vacíos crítica" (línea e_r), si es que los resultados de las pruebas lo permiten.

3) A partir de pruebas de compresión unidimensional, se estiman las combinaciones de esfuerzos efectivos y compacidad relativa, susceptibles a desarrollarse en el campo.

4) Se compara la posición de los puntos estimados en el paso 3, con la posición de la línea e_r . Los puntos situados arriba y a la derecha de la línea e_r son susceptibles de experimentar licuación. Puntos situados a la izquierda de, y sobre la línea e_r , no son susceptibles de experimentar licuación.

5) En los suelos susceptibles de experimentar licuación por su posición en relación con la línea e_r , es posible estimar el incremento de presión de poro inducido por la aplicación de cargas cíclicas para un cierto número de ciclos. A. Casagrande, estima que el número de ciclos necesario para inducir presiones de poro superiores al 50 % de la presión de confinamiento in-situ, es superior a 4 veces el número de ciclos observados en el laboratorio (valor a partir del cual la influencia del fenómeno de movilidad cíclica en los resultados, es muy importante).

6) Si se requiere una estimación de las deformaciones inducidas por carga cíclica en el campo, es necesario ejecutar mediciones precisas de las deformaciones en el laboratorio, hasta que la presión de poro alcance el 50 % de la presión de confinamiento, y utilizar estas mediciones como una guía de las posibles deformaciones in-situ, teniendo en cuenta que sólo una fracción de las deformaciones medidas en el laboratorio son causadas por el mecanismo que controla el desarrollo de presiones de poro y deformaciones en el campo.

CAPITULO

3

CAPITULO 3

MEJORAMIENTO MASIVO DE SUELOS

3.1 INTRODUCCION

En este Capítulo se hace un bosquejo de las principales alternativas que se han establecido para mejorar la estructura, propiedades mecánicas y el comportamiento de los suelos de cimentación, que en los estudios geotécnicos previos al análisis de la cimentación, se han identificado como susceptibles a licuación. Este tipo de suelos no presentan problemas graves en cuanto a resistencia y estabilidad bajo la acción de cargas estáticas, pero resultan ser inadecuados para soportar una estructura bajo la acción de cargas dinámicas, y en ocasiones el mejoramiento de este tipo de suelos no puede lograrse satisfactoriamente por los métodos convencionales de tratamiento, como lo es por ejemplo, la compactación mediante placas vibratorias o los rodillos neumáticos, los cuales son útiles en obras en las cuales la compactación se realiza por capas, pero no son sistemas apropiados para compactar depósitos naturales o rellenos artificiales constituidos por arenas en estado suelto.

De lo anterior, se ha derivado el desarrollo de varios métodos de tratamiento del suelo, y que constituyen alternativas a estudiar con el fin de evitar asentamientos considerables, así como la falla del suelo ante vibraciones naturales o artificiales.

El termino "masivo" empleado en este Capítulo, implica el tratamiento de grandes volúmenes de suelos (grandes profundidades y área del depósito).

Este Capítulo se dirige en especial al mejoramiento masivo de suelos granulares empleando para ello métodos exclusivamente mecánicos, y quedarán excluidos del alcance, aquellos tratamientos especiales tales como los químicos, de inyección de lechadas, y de cementantes en general.

Es importante advertir que los métodos especiales de tratamiento, en general, solo se pueden recomendar sobre la base de un procedimiento de prueba y error, y de la experiencia que se tenga en su utilización.

3.2 TIPOS DE MEJORAMIENTO MASIVO APLICABLES A SUELOS SUSCEPTIBLES A LICUACION.

En lo referente al hecho de reducir el riesgo de licuación, se tienen las alternativas siguientes :

- 1) Substitución del suelo licuable
- 2) Instalación de pozos de disipación de presión de poro
- 3) Modificación de las condiciones de frontera
- 4) Compactación del estrato susceptible a licuación.

Cabe mencionar, que las experiencias que se han logrado en la aplicación de las tres primeras alternativas, es escasa.

3.2.1 Substitución del suelo licuable

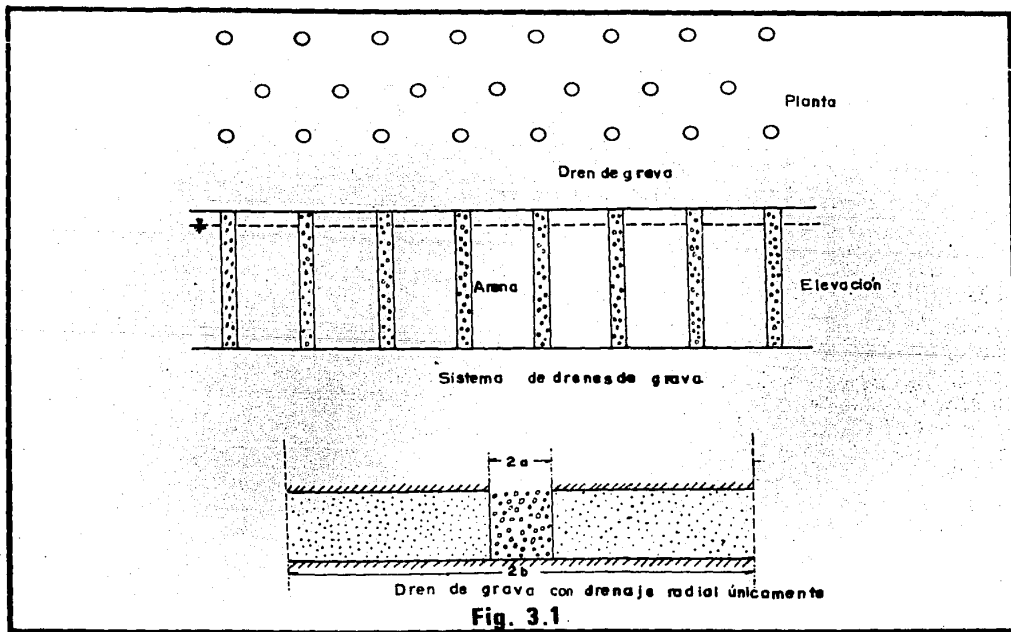
Cuando el estrato de suelo susceptible a licuación no es superficial y cubre un área extensa en planta, la acción de substituirlo implica efectuar excavaciones profundas. Los movimientos de tierra requeridos para tal acción están asociados a costos altos, haciendo así, poco usual el método. La presencia del NAF en la cercanía de la superficie del suelo, aumenta los costos de excavación, pues los gastos para instalar los ademes que permiten que la excavación se facilite, son altos. Cuando el NAF está cerca de la superficie, o el fondo de la excavación está por debajo de aquel, la substitución del suelo se complica demasiado, debido a que la compactación del material que va a emplearse para cambiar al suelo susceptible a licuación, es incierta bajo condiciones sumergidas. Por lo anterior, la substitución del suelo es recomendable solo cuando se tienen estratos de espesor reducido y cuando se tenga un cuidadoso control de la compactación del relleno.

3.2.2 Pozos de disipación de presión de Poro

Este método consiste en instalar un sistema de pozos, o drenes verticales formados por grava, que atraviesen el estrato susceptible a licuación. Con este sistema, los incrementos de la presión en el agua generados durante un sismo, por ejemplo, se disipan casi al mismo tiempo en que se originan. Este procedimiento está basado en un análisis teórico que usa hipótesis derivadas de la observación del comportamiento de arenas en pruebas de laboratorio. El autor Mitchel, 1981, hace una breve descripción del método, pero debido a su escasa aplicación no se ha podido precisar su efectividad en campo. Al respecto, un diagrama de los drenes de grava para evitar la licuación de un depósito de suelo susceptible a licuación sobre el cual se apoya un terraplén, se muestra en la fig 3.1.

3.2.3 Modificación de las condiciones de frontera

En ocasiones se tiene la presencia de suelos blandos de muy baja permeabilidad que sobreyacen al manto de arena licuable, y que hacen más crítica la disipación de los incrementos de la presión en el agua generados por una excitación dinámica. Esta es la razón de substituir tales estratos por un material de mayor permeabilidad, inclusive que la de la arena. Combinando la acción de modificar las condiciones de frontera con el uso de drenes verticales de grava, se propiciarán las condiciones para la fácil disipación de los incrementos de la presión en el agua.



3.2.4 Compactación del estrato susceptible a licuación.

La técnica de compactación tiene por objeto principal lograr mejores propiedades mecánicas del suelo a través de la densificación de éste.

Como un depósito de suelo es un sistema de partículas relativamente pequeñas, con o sin cohesión entre ellas, los métodos de compactación buscan romper dicha liga en el primer caso, y buscar un mejor acomodo de las partículas para ambos casos, y obtener así, un sistema de partículas reacomodado, el cual, será más resistente a las acciones a las que se vea sometido.

En los incisos siguientes se expondrán algunas versiones de la compactación, las cuales han sido principalmente motivadas por los suelos granulares en estado suelto.

Existen varios métodos de compactación de suelos granulares, pero los más importantes y los de mayor aplicación, son los siguientes.

- a) Compactación por medio de vibroflotación
- b) Compactación por medio de explosivos
- c) Pilotes de compactación

En la fig 3.2, se indican los rangos granulométricos más usuales como terreno de cimentación, para los cuales son aplicables los métodos anteriores y otros más.

- a) Compactación por vibroflotación

La densificación de depósitos naturales de arena suelta mediante la técnica de vibroflotación es descrita por primera vez en 1936 en los Estados Unidos, Steurerman, 1963.

Fundamento operativo :

Se trata de un sistema mecánico cuya pieza central y clave es el "vibroflot", especie de vibrador gigante similar a los usados para concreto. Consta principalmente de un vibrorotor compuesto de una masa excéntrica y un sistema de chiflones. Los accesorios exteriores se componen de un conjunto de bombas para inyectar agua a presión y una grúa para accionar el aparato.

El vibroflot tiene 40 cm de diámetro (16"), y 183 cm de longitud (6'), pesa del orden de 2 toneladas y mediante su masa excéntrica interna, puede desarrollar una fuerza centrífuga horizontal de 10 toneladas a 1800 r.p.m., desplazándose lateralmente del orden de 2 cm (3/4"). Los chiflones de agua, colocados tanto en su punta como en su parte superior, rompen la estructura del suelo y facilitan el hincado del vibroflot así como su funcionamiento más eficiente; además, con dichos chiflones se puede suministrar agua con una presión de 4 a 6 kg/cm² (60 a 80 psi).

El proceso de densificación en un punto dado de una retícula, sea triangular o cuadrada, según se haya elegido previamente, se inicia con el hincado del vibroflot en el terreno arenoso, y se ope-

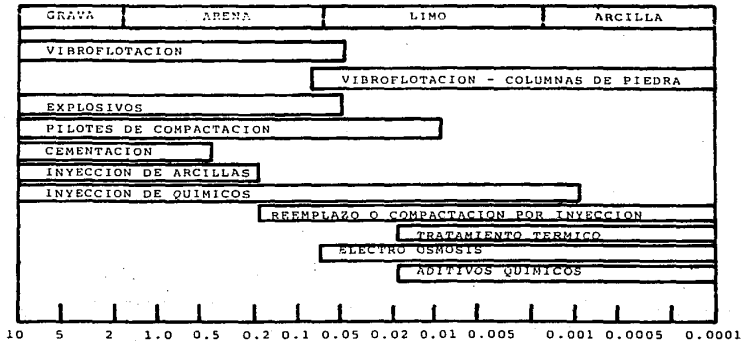


Fig. 3.2 Rangos de los tamaños de partículas para los cuales son aplicables los diferentes métodos de tratamiento del suelo.

Fig. 3.2

ra el chiflón inferior a toda su capacidad, fig 3.3a . El vibrador cuelga libremente de un cable operado por una draga ligera, fig 3.4 , y su velocidad de penetración en el terreno es del orden de 1 a 2 m (3 a 6 pies) por minuto. El agua se introduce a un gasto mayor del que pueda drenarse libremente en el suelo, lo cual crea una condición momentánea de arena movediza, facilitando que el artefacto penetre por peso propio hasta la profundidad requerida por el proyecto. Al alcanzar esta profundidad, el chiflón inferior se cierra y empiezan a operar los chiflones superiores que dirigen el flujo hacia abajo, moderando el gasto para hacer que la arena se deposite en el fondo, fig 3.3 b y c . La compactación propiamente dicha, comienza cuando inicia el funcionamiento de la masa excéntrica del vibroflot, y ésta emprende el retorno hacia la superficie por intervalos de 30 a 40 cm (1 pie). Esto permite la compactación de la arena en la parte inferior.

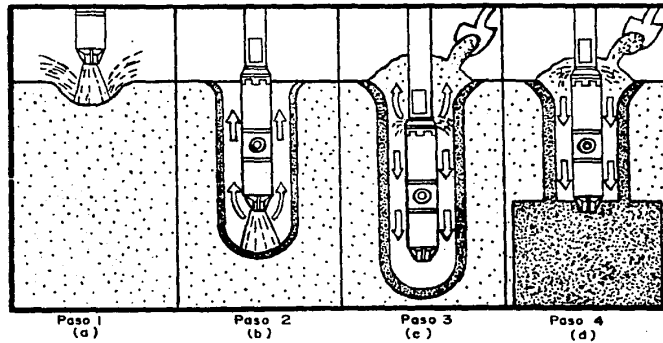
Una vez compactada la parte inferior del depósito, se eleva al vibroflot, produciendo ahora la compactación en el hueco dejado por el aparato, y así sucesivamente hasta que éste llegue a la superficie, alcanzando en cada etapa la compactación deseada. Simultáneamente se va agregando material granular por el borde del cono que se forma en la parte superior, fig 3.3 c y d , para ocupar el volumen extra resultante de la densificación y para reemplazar el suelo barrido por los chiflones. Así, se compactan tanto el suelo del lugar, como el que se va agregando. En suelos arenosos limpios, deben agregarse del orden de 0.3 a 1.9 m³/pie. Con este procedimiento se forman columnas de 2.4 a 3 m de diámetro (8 a 18 pies) en cada penetración del vibroflot, obteniéndose un grado de compactación máximo al centro de la columna, y decreciendo éste en forma radial. En arenas limpias, el radio de influencia es del orden de 1.8 m (6 pies), y decrece a 0.6 a 0.9 m (2 o 3 pies) en arenas con más de 20 % de finos.

Experiencias :

Los antecedentes indican que el proceso de densificación es más eficiente en suelos arenosos limpios, preferentemente gruesos, sueltos y saturados.

Algunos investigadores (Caquot y Kerisel, 1966; Webb and Hall, 1968), consideran que los suelos de partículas gruesas mejoran la transmisión de vibraciones al suelo, y por lo tanto, los recomiendan para rellenar el hueco que forma el vibroflot al introducirse en el suelo. Por el contrario, cuando los materiales por densificar contienen apreciable cantidad de finos, entonces la eficiencia del método se reduce. Sin embargo, hay autores que reportan haber tenido éxito para suelos con 30 % de finos (Webb and Hall, 1968), los cuales consistieron de arenas finas, arenas finas con lentes de lodo, arenas finas con lentes de arcilla y limos, de varios pies de espesor.

En la tabla 3.1 (Mitchell, 1968), se presentan algunas experiencias del método, y que abarcan desde 1937 hasta 1968, en suelos francamente arenosos, y en ocasiones, con gravas.



Etapas del proceso de compactación por vibroflotación.

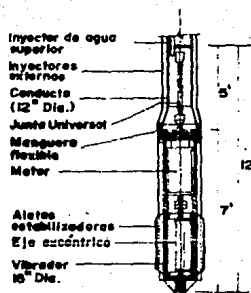
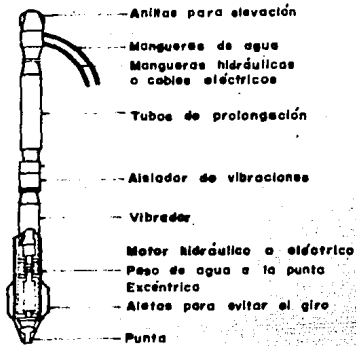
Fig. 3.3



(e)

Detalle real de la formación de un punto de vibroflotación

Fig. 3.3'



Esquema externo e interno de un vibroflotador

Fig. 3.3"

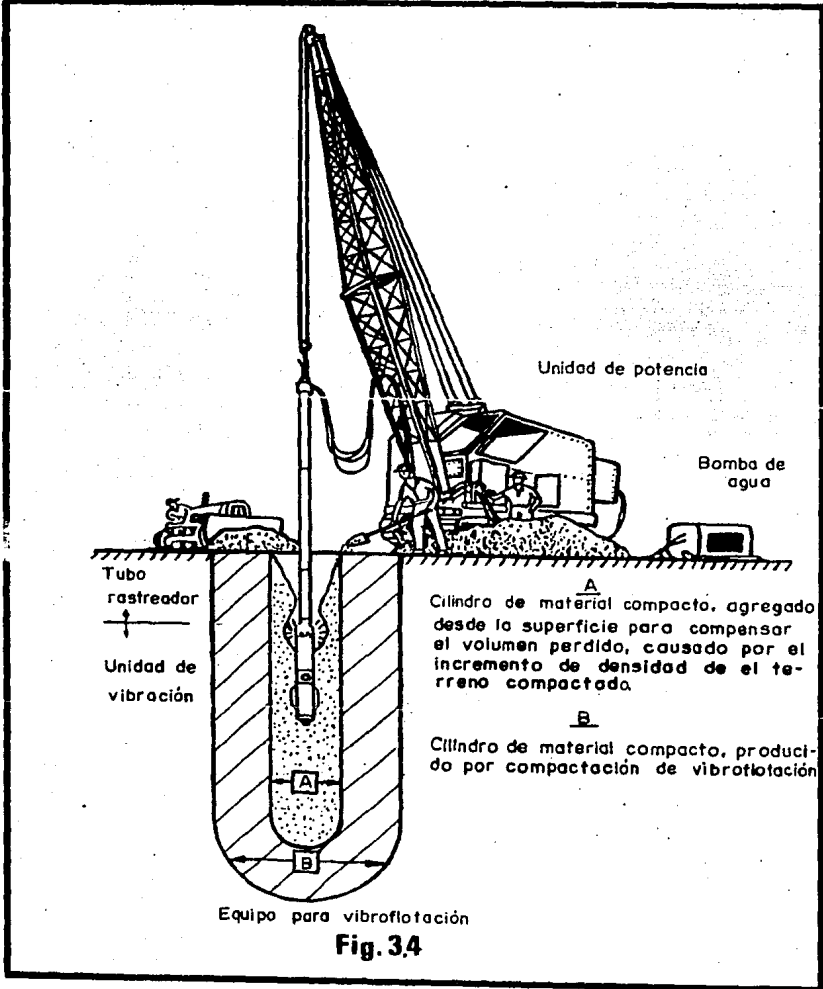
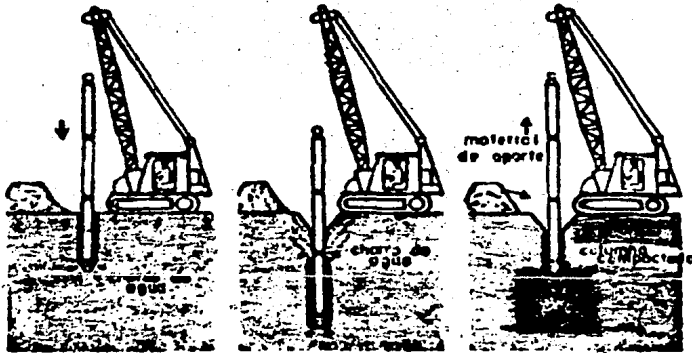


Fig. 34



Tratamiento de suelos granulares.

Fig. 3.4 a

EJEMPLOS DE LA APLICACION DE COMPACTACION POR VIBRADO

PROYECTO	FECHA	SUELO	PROF. m	AREA TRATADA m ²	ESPACIAMIENTO DE INSERCCIONES m ²	DENSIDAD RELATIVA		PUBLICADA POR
						INICIAL ^s	FINAL ^s	
EDIFICIO	1931	arena	7.2	576	2.0	43	80	Schneider (1938)
SILO	1940	arena y grava	4.6	- - -	- - -	63	85 a 95	Cassel (1956)
PRESA ENDERS	1948	arena bien graduada 14% finos	6.1	- - -	2.4	47	79	USBR (1948)
HORNO Y CHIMENEA	1949	arena y grava	3.7 a 4.9	836	2.1 a 2.4	7 a 58	70 a 100	Fruhauf (1949)
PLANTA DE FOSFATO	1951	arena limpia -- suelta	3.7	14494	2.3	33	78	O'Appolonia -- (1955)
MOLINO DE CELULO SA	1952	arena fina	4.9 a 6.1	16286	2 a 2.4	0 a 40.	75 a 92	Mystkowski (1953)
HANGAR		arena gravosa y grava arenosa	6.1 a 9.1	2323	- - -	0	80	Cassel (1956)
PLANTA DE FUERZA	1954	grava arenosa	- - -	- - -	- - -	33 a 80	85 a 95	Cassel (1956)
ISLA DE ARENA PARA TUNEL	1975	arena bien graduada	6.1	- - -	2.4 a 3.7	- - -	- - -	Steierman Murphy (1957)
PLANTA DE FUERZA	1959	arena y grava glaciales	5.2	- - -	1.7 a 2.3	40 a 60	85 a 90	Petersen y Nestszenko (1959)
DIQUE SECO	1961	relleno bien graduado	3.4	6317	3	50	75	Tate (1961)
EDIFICIO 20 PISOS	1965	arena suelta	7.0	- - -	1.9	- - -	80	Grime y Carthey
PUERTO PESQUERO	1966	arena suelta	6. a 12	32090	2.5	- - -	70	Warnholtz (1966)
EDIFICIO	1967	arena fina suelta con inclusiones arcillosas	6.1	- - -	1.5 a 2.3	- - -	a 80	Woodward Clyde and Associates
FABRICA DE FERTILIZANTES EN TIERRA GANADA.	1968	relleno limos -- arenas arcillas	7.6	- - -	1.8 a 2.0	- - -	"Columnas de piedra"	Luce (1968)
SILO DE AZUCAR	1968	arena fina, arena limosa, arena arcillosa -- 30% arcilla	9.1	37161	2.3	- - -	- - -	Webb y Hall (1968)
FABRICA	1968	arena duna 10% 200	6.1	18580	1.8	- - -	- - -	Webb y Hall (1968)
TANQUE ACEITE	1968	arena duna suelta	3.7	- - -	- - -	- - -	- - -	Webb y Hall (1969)
EDIFICIOS	1968		4.6 a 6.1	2230	2.3	- - -	- - -	Reed (1968)

Tabla 3.1

Las profundidades de tratamiento incluidas en la tabla 3.1 varían de 3.4 a 12 m (pero es de señalarse que en casos muy particulares se puede llegar a 18 y 20 m de profundidad), y el espaciamiento entre las inserciones es de 1.7 a 3.7 m, siendo en promedio, de 2.2 m.

La compacidad relativa inicial, era de 40 % en promedio, y aumentó a un 80 %, con casos mínimos del 70 %.

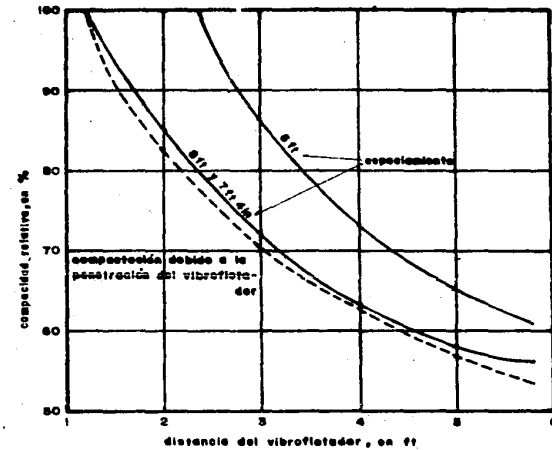
El diseño de un tratamiento por vibroflotación, requiere que se especifique la compacidad relativa que deba alcanzarse, así como la distribución geométrica de los puntos de vibrado. La experiencia de algunos autores (D'Appolonia, Miller and Ware, 1955), ha establecido que :

- 1.- La compacidad relativa no pasa del 70 % en puntos situados a más de 0.9 m (3 pies) de un punto compactado por vibroflotación.
- 2.- El traslape es pequeño, cuando los puntos de vibrado están separados más de 2.4 m (8 pies).
- 3.- Espaciamentos menores que 1.8 m (6 pies), dan compacidades relativas mayores del 70 % dentro de la arena compactada.
- 4.- Se pueden superponer los efectos de compactadores adyacentes.
- 5.- Distribuciones en redes triangulares y cuadradas de los puntos de vibrado, dan resultados semejantes, pero se prefiere la triangular por que da un mayor traslape.

Frecuentemente se escogen espaciamentos entre 2.1 y 2.4 m (7 a 8 pies). Los autores arriba mencionados, presentan además, un procedimiento para determinar el espaciamento de los puntos de vibrado, con el fin de alcanzar la compacidad relativa especificada, basados en la curva Compacidad relativa contra distancia al punto de vibrado, considerando que pueden superponerse los efectos de compactaciones vecinas, fig 3.5. En dicha figura se muestra la manera de cómo decrece la compactación al incrementarse la distancia al vibroflot; al respecto, la unidad de medida utilizada es el coeficiente de influencia, el cual, denota el grado de compactación a cada pie del eje de un vibroflot. El coeficiente de influencia, para una distancia de 6 pies del vibroflot por ejemplo, se obtiene como la ordenada a la curva punteada. La gráfica del coeficiente de influencia contra la distancia del eje del vibroflot se muestra en la fig 3.6. De la fig 3.5 se pasa a la 3.6, en donde se grafica la compacidad relativa D_r vs el coeficiente de influencia. Si en cualquier punto en una configuración del vibroflot, la suma de coeficientes de influencia es mayor que 10, se obtiene una compacidad mayor que el 70 %, ver figs 3.7 y 3.8.

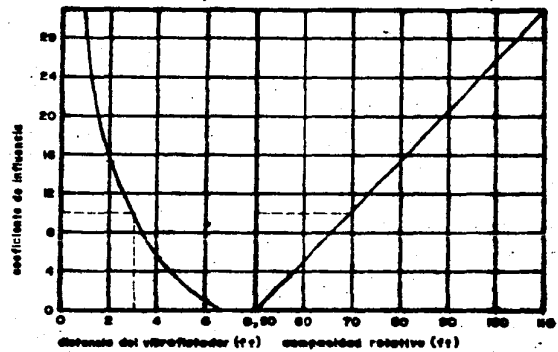
Considerando lo anteriormente expuesto, se tiene lo siguiente :

La ubicación del nivel freático no afecta la aplicabilidad del método, puesto que se agrega agua al terreno por tratar, de tal



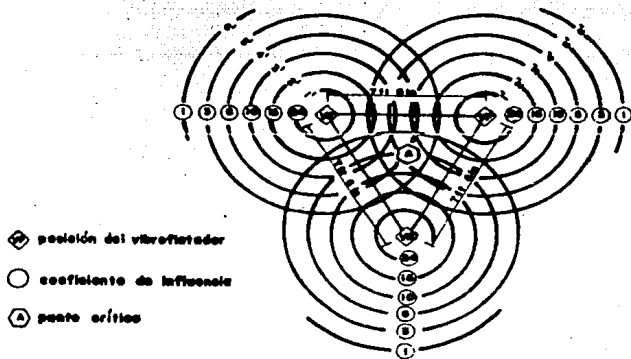
Relación entre la compactación relativa y la distancia del vibrador.

Fig. 3.5



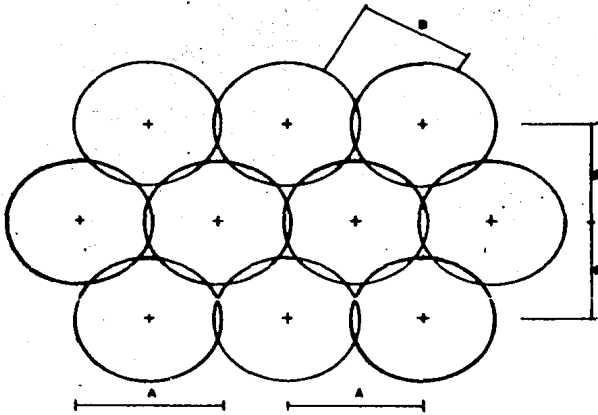
Efecto de la distancia del vibrador y la compaction relativa, en el coeficiente de influencia.

Fig. 3.6



Determinación de la suma de los coeficientes de influencia.

Fig. 3.7



Espaciamien- to (en Pies)		No. de probas por ca- da 10000 F ²
A	B	
6	5.2	33.3
7	6.1	23.0
8	6.9	17.0
9	7.8	13.9
10	8.7	11.8
11	9.5	9.6
12	10.4	7.9

Espaciamiento del vibroflot para grandes áreas de compactación

Fig. 3.8

manera que se logre la saturación del mismo, con lo cual, se tendrán las condiciones propicias para la inserción del vibroflot.

Según Webb and Hall, 1968, la acción del vibroflot puede reducir la resistencia a la penetración estándar en las capas de arena densa y debilitar las capas arcillosas; algo que debe tomarse en cuenta en depósitos estratificados.

El grado de compactación debe ser verificado inmediatamente después de que el suelo ha sido vibrado, y una medición de la resistencia con penetrómetro o cono debe ser efectuada a cada 10 o 20 puntos de la retícula (dependiendo de la homogeneidad del suelo), y compararla con las mediciones originales en la misma área. De esta manera pueden tomarse acciones correctivas, si éstas se necesitan; mientras el equipo no ha sido movido todavía demasiado lejos del sitio.

Los resultados logrados con este método en las experiencias citadas, pueden ser resumidos como sigue:

- + Los primeros 1 o 2 m., generalmente no se densifican, y deben ser compactados más tarde, con equipo de tratamiento superficial.
- + Si el suelo incluye capas limosas o arcillosas (o más generalmente, capas de suelos cohesivos), no se genera compactación al nivel de esas capas.
- + En todos los otros niveles, la resistencia a la penetración estándar se incrementa del 50 al 100 % de la inicial, mientras que el valor de la capacidad relativa aumenta del orden de 60 a 80 % respecto a su valor inicial (y aun en algunos casos se aumenta hasta en un ciento por ciento), con lo cual, el suelo se asienta de 7 a 10 cm.

El proceso de compactación por medio de vibroflotación, requiere realizar:

- a) Un estudio del suelo por compactar, para lo cual se determinará:
 - + Tipo de suelo
 - + Compacidad relativa inicial
 - + Análisis granulométrico
 - + Número de golpes (PPE) o resistencia de cono
 - + Contenido natural de agua
 - + Nivel freático
 - + Profundidad del suelo por compactar
 - + Compactación requerida
 - + Dimensiones totales del área de trabajo
- b) Prueba en el lugar para determinar es espaciamiento de retícula y el tiempo de vibración requerido para cada punto.
- c) La vibroflotación en sí

d) La verificación posterior de los resultados de la compactación con número de golpes o resistencia de cono.

Cabe además mencionar, que sobre éste último punto deberá ponerse especial atención y responsabilidad, pues de su verificación, y en su caso la corrección oportuna, dependerá el comportamiento de la futura cimentación que sobre este suelo se apoye.

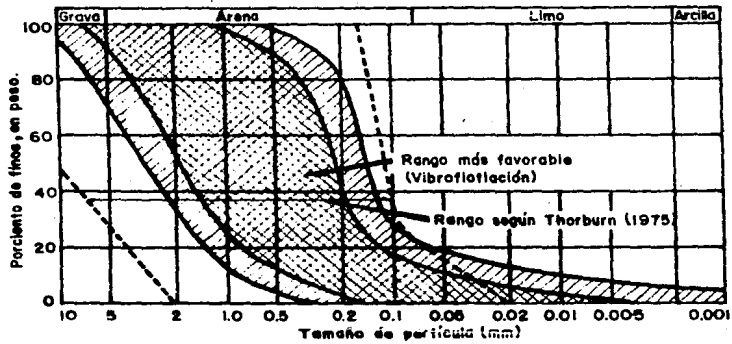
Respecto a esta alternativa de mejoramiento del suelo, se puede concluir que :

- + El uso de equipos vibratorios para compactar suelos arenosos, ha probado ser una solución eficaz en varias partes del mundo, (en México, el método ha sido aplicado exitosamente en un terreno costero ubicado en el Puerto de Dos Bocas, Tabasco).
- + En la vibroflotación, es importante agregar agua en abundancia al terreno para realizar el proceso de compactación, además de irse reponiendo simultáneamente con nuevo material el espacio extra ganado. El método es aplicable a suelos granulares limpios y de preferencia gruesos. Según la empresa "Vibroflotation Foundation Company", pueden procesarse suelos con tamaños de partículas del orden de 0.1 mm, y hasta 10 mm , aceptando que menos del 20 % pase la malla 200, fig 3.9 .
- + Las profundidades de tratamiento han sido, en promedio, de 6 m, pero según experiencias particulares, éstas pueden llegar a 18 y 20 m .
- + El espaciamiento entre los puntos de tratamiento (que en su conjunto forman una red de trabajo), resulta en promedio de 2.2 m .
- + La compacidad relativa alcanzada, generalmente sobrepasa el 70 % .
- + En suelos interestratificados, con capas arenosas compactas o arcillas duras, el método puede resultar perjudicial dado que se altera la estructura de un suelo originalmente resistente.

b) Compactación de suelos por medio de explosivos

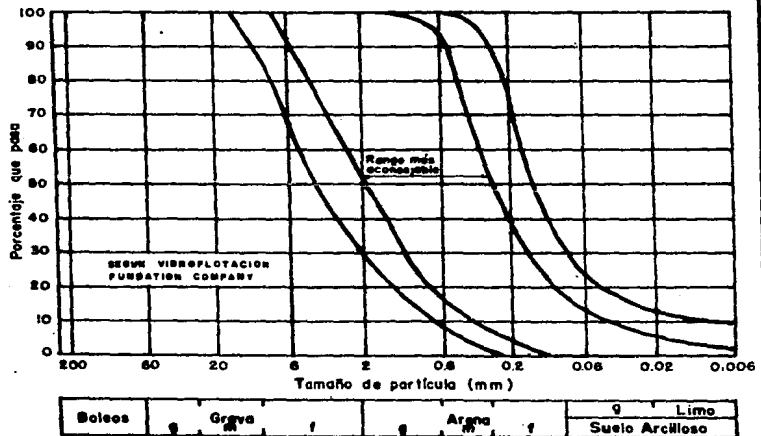
El mejoramiento de las propiedades mecánicas de un suelo para evitar deformaciones bruscas ante cargas dinámicas, es la razón del uso de explosivos. El principio básico es generar acciones accidentales similares a las que ocurrirían durante la vida útil de la estructura, y así provocar el acomodo de los sólidos del suelo antes de la construcción.

Se realiza la excitación de la estructura del suelo mediante un incremento relativamente uniforme y repentino de la presión del aire a través de una explosión. La acción dinámica se propaga por la componente sólida y líquida del suelo. Esta excitación debe



Rangos de distribución de los tamaños de partículas apropiados para la densificación por vibroflotación.

Fig. 3.9



estar comprendida entre dos fronteras : debe superar la energía mínima que se requiere para romper el equilibrio de la estructura del suelo, pero no debe "volarlo". Se entiende por volar, el modificar totalmente su estructura, formando cráteres alrededor de las cargas. Por lo anterior, debe existir una energía óptima que cumpla con las condiciones de solución al problema. En la fig 3.10 , se muestra una relación cualitativa entre la energía del explosivo y la variación en la relación de vacíos. Adicionalmente, se debe tomar en cuenta que la generalización del incremento de presión de poro no debe extenderse en zonas cercanas, ya que de este modo se produciría, precisamente, el fenómeno que se quiere evitar: 1) en la estructura del suelo, se provocará la inestabilidad para alcanzar estados más compactos, y 2) en el agua del suelo, se generará presión de poro que deberá disiparse por las fronteras de mayor permeabilidad que rodean al suelo en cuestión, para que así, el método resulte eficiente.

Existen tres aspectos que se deben tomar en cuenta para que el uso de esta técnica sea adecuado :

+ El explosivo

+ El suelo o estrato por densificar, así como de sus fronteras

+ La estratigrafía general del sitio

Además de estudiar los tres aspectos anteriores, se debe pensar en un sistema de instrumentación que permita medir los efectos de cada ensaye, y así determinar las condiciones óptimas de trabajo y evaluar la mayoría de las propiedades del suelo.

Explosivos y su uso :

Los explosivos están formados por dos elementos : dinamitas y gentes explosivos. Las dinamitas son mezclas de una substancia llamada sensibilizador y de un medio que desarrolla energía. El sensibilizador es un compuesto que al verse activado excita al medio que desarrolla la energía, y se produce entonces la explosión. El sensibilizador puede ser nitroglicerina.

Existen también otros tipos de dinamitas, libres de nitroglicerina, a base de nitrato de amonio que no contiene agentes explosivos. Por otra parte, el explosivo es un compuesto químico que no es sensible al fulminante, pero que puede liberar una gran cantidad de energía cuando la substancia explosiva se enciende.

Un grupo de cargas explosivas puede activarse con diferencias de milisegundos, lo cual puede hacer variar los efectos y magnitud de la explosión.

Los componentes de los explosivos mencionados anteriormente, pueden combinarse en una multitud de proporciones, encontrándose en el mercado algunos explosivos de proporciones fijas de nitroglicerina o nitrato de amonio; además, se les adicionan diversas substancias que eliminan, en algunos casos, los vapores

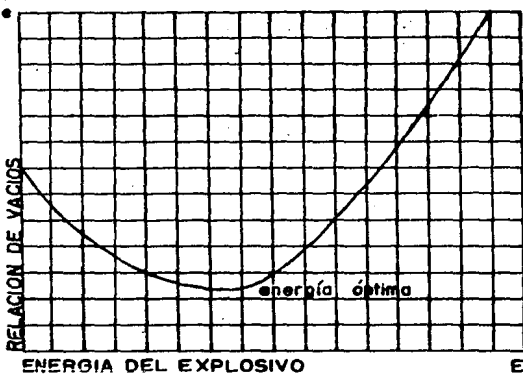
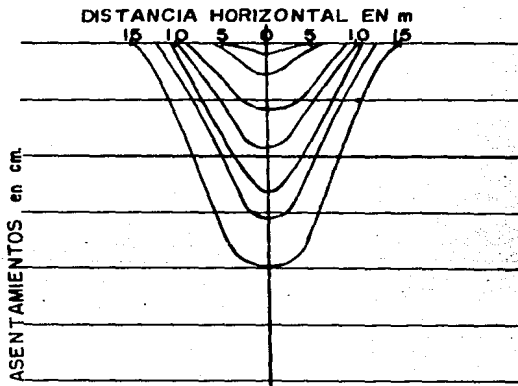


Fig. 3.10



Asentamientos superficiales después de explosiones sucesivas

Fig. 3.11

tóxicos, o bien, que los hacen resistentes a la acción del agua. Esto último puede ser una ventaja cuando se trata de compactar algún depósito sumergido de arenas.

Como se ve, pueden hacerse multitud de combinaciones para resolver problemas específicos, cambiando las mezclas tradicionales por mezclas nuevas y experimentándolas.

Por lo anterior, es muy importante que un experto en explosivos participe en el desarrollo del problema, basándose en las consideraciones siguientes :

- + El suelo por tratar, es una estructura formada por partículas sólidas, cuya cohesión entre ellas es muy pequeña y que pueden perder el equilibrio en que se encuentra para alcanzar estados más compactos.
- + La excitación que produzca el explosivo, debe estar comprendida entre los valores límite descritos anteriormente, y de preferencia, debe poseer la energía óptima sin llegar a volar al suelo.
- + Adicionalmente, debe tomarse en cuenta que para cada aplicación, habrá que seleccionar el tipo de explosivo más adecuado, así como su distribución y colocación en la masa del suelo, en función de las condiciones de transporte a la obra, condiciones de saturación del depósito, ventilación suficiente del lugar de la explosión, así como las características de resistencia y compacidad propias del suelo.

Desde el punto de vista práctico, se ha visto que cuando la concentración del explosivo por unidad de volumen, se distribuye lo más uniforme posible, la excitación sobre la masa del suelo es homogénea. Por otro lado, el efecto de la concentración de cargas de explosivos iguales sobre una misma zona, produce frecuentemente, en el caso de que éstas sean 4, los efectos siguientes : 60 % de asentamiento en la primera tronada, 25 % en la segunda, 10 % en la tercera y 5 % en la cuarta; sin embargo, en la fig 3.11 se presenta un caso en que los asentamientos para cada carga colocada, son prácticamente constantes, por lo que se considerará conveniente utilizar varias pruebas ejecutadas consecutivamente, en lugar de una sola.

El suelo por densificar.

El estrato que es motivo para el uso de explosivos está compuesto principalmente : por un suelo granular en estado suelto y saturado, el cual ya se ha identificado como susceptible a licuación. Los suelos en los que el proceso de densificación es más efectivo, comprenden aquellos cuyo porcentaje de limo es menor que 20 %, o el porcentaje de arcilla es menor que 5 %. El tamaño de las partículas puede variar desde gravas, hasta arenas muy finas. A medida que disminuye la permeabilidad, es decir, que la arena se contamina con finos, el método pierde eficacia; sin embargo, en la literatura se encuentran reportados casos

especiales de arenas limosas donde el método funcionó.

Para poder realizar una evaluación de la aplicabilidad del método en el suelo que se pretende mejorar, es indispensable obtener información sobre sus propiedades índice y mecánicas, tal y como ya se ha mencionado en el inciso anterior. Así mismo, es de vital importancia conocer la posición del nivel freático.

A continuación se exponen los factores que más afectan los resultados de la explosión :

- + Granulometría y plasticidad. Los suelos con tamaños uniformes de partículas, son los que pueden tener los asentamientos más bruscos, y por lo tanto, mayor sensibilidad al proceso de vibración. Además, el suelo debe tener un cierto porcentaje de finos (menor que 20 % de limos, o, menor que 5 % de arcillas).
- + Saturación. Para que la estimulación de la masa del suelo sea homogénea, es conveniente que el suelo esté saturado; ya que en caso de estar parcialmente saturado, el aire del suelo amortigua el efecto de la tronada, y los meniscos que se desarrollan por efecto de la tensión superficial, también disminuirán la acción del explosivo. Esto puede eliminarse si se inunda la zona, de tal manera de lograr la saturación del terreno.

Estratigrafía general y geometría del depósito.

Entre los factores más importantes para la densificación de un suelo por medio de explosivos, está el de las condiciones de frontera. Es indispensable que los suelos por densificar tengan fronteras con mayor permeabilidad que él, sobre todo en la parte superior del depósito, ya que las presiones de poro que se generan, tenderán a disiparse por el drenaje del agua hacia arriba. El efecto del explosivo es nulificado, o sensiblemente disminuido, cuando las fronteras del depósito son de menor permeabilidad. En este caso, los excesos de la presión de poro, no se disipan adecuadamente, y solo se transferirán de una parte a otra dentro del mismo depósito.

Cuando la heterogeneidad del depósito incluye lentes arcillosas que envuelven a las zonas sueltas, el método deja de ser aplicable.

Para la frontera superior impermeable, en el caso de existir, se puede retirar el material si éste tiene un espesor reducido, o bien, se puede agrietar para facilitar el drenaje.

Teniendo en cuenta que los factores que intervienen en el fenómeno sólo se pueden evaluar en forma cualitativa, y considerando la experiencia obtenida en obras anteriores, se puede estimar el resultado de la aplicación del método, en tres grados : nula, de dudosa utilidad, y francamente útil. En el primer caso, es inútil seguir investigando, y se desecha el método; en los otros dos casos, es indispensable realizar pruebas con dos objetivos :

- 1) decidir sobre la aplicación del método en caso de duda
- 2) definir la densidad de carga, esto es, el número de barrenos por unidad de área, el tipo de explosivo, etc.

La fig 3.12. es un diagrama de flujo que puede ayudar a resolver el problema.

Instrumentación y evaluación del método

Para lograr la correcta evaluación del método, es indispensable contar con la instrumentación que proporcione la información necesaria.

En la etapa de prueba, la instrumentación deberá contar con bancos de nivel superficial y bancos de nivel profundos, éstos últimos se colocarán donde se tengan cambios estratigráficos significativos, y en los estratos inferiores que se supongan quedaran totalmente libres del efecto de los explosivos.

Es frecuente que los bancos de nivel superficial se muevan del terreno por efecto de la explosión, dando resultados erróneos del hundimiento, por lo que se sugiere colocar muertos de referencia, los cuales deberán estar debidamente empotrados en el suelo. También se deberán instalar, preferentemente, piezómetros abiertos en los estratos de mayor permeabilidad; siendo importante que este tipo de instrumentos sean metálicos, esto con el fin de evitar su rotura.

Es recomendable instalar piezómetros cerrados (hidráulicos o neumáticos) solo cuando se tenga un sistema de adquisición de datos de registro automático, y de rangos de medición muy amplios, ya que en el momento de la explosión, la presión de poro alcanza valores tan altos que puedan dañar al sistema de medición.

Se deberá hacer una evaluación inmediata de los resultados del método, con base en las comparaciones con los bancos de nivel, ya que estos indicadores son los que dan mayor confiabilidad, conjuntamente con la interpretación de las lecturas de los piezómetros.

Pueden también emplearse métodos complementarios con fines comparativos, como lo es por ejemplo, la prueba de penetración estándar, así como también la resistencia a la penetración del cono, ya sea este dinámico o estático.

Para el uso de los explosivos, el procedimiento para compactar es el siguiente :

- 1.- Se instala un tubo a la profundidad requerida
- 2.- Se baja la carga de explosivos hasta la base de la tubería
- 3.- Se retira la tubería

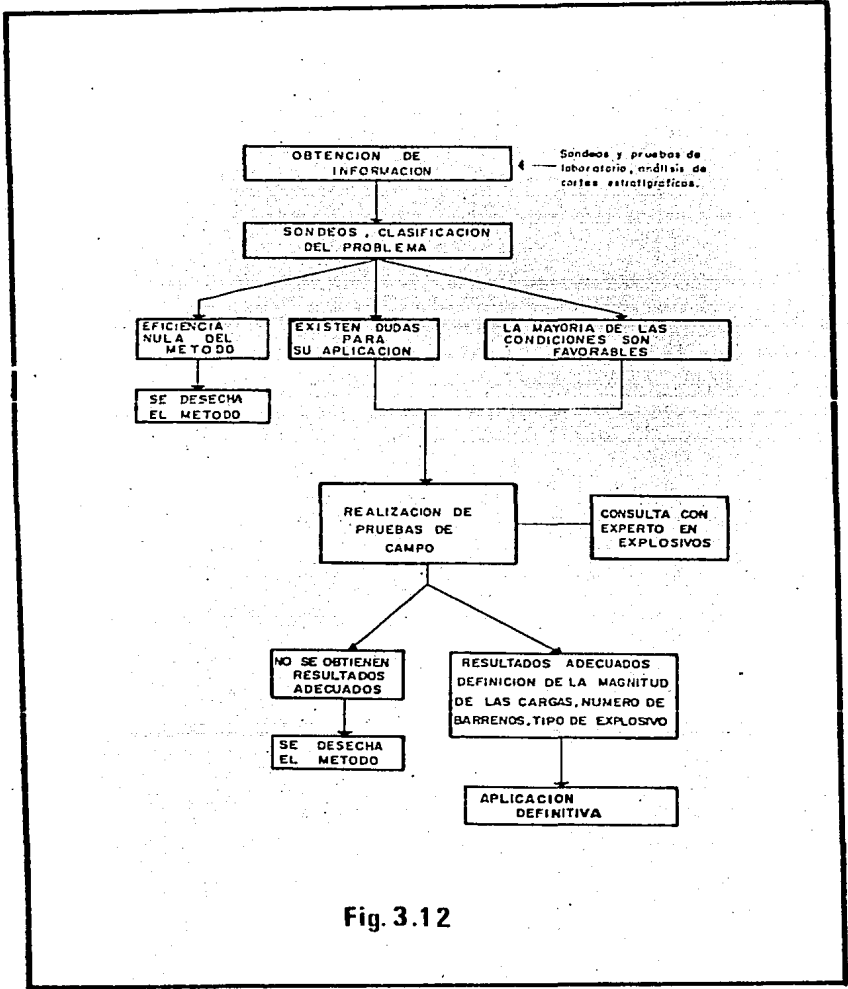


Fig. 3.12

- 4.- Se rellena el hueco resultante de la extracción de la tubería
- 5.- Se hace explotar la carga de acuerdo con la configuración establecida, fig 3.13 .

Del procedimiento anterior se han obtenido las reglas empíricas siguientes :

- + Las explosiones repetidas son más efectivas que una sola de gran intensidad, o que varias pequeñas que detonen simultáneamente.
- + Cada carga sucesiva en la misma area, provocará menor densificación que la anterior.
- + En la parte superficial del terreno los resultados de compactación son más pequeños, por lo que es necesario usar rodillos de compactación para aumentar su compacidad.
- + El centro de carga debe colocarse aproximadamente a las 2/3 partes del espesor total del estrato por compactar.
- + La distancia horizontal para colocar los explosivos varía entre 3 y 8 m, dependiendo esto, del espesor del estrato y del efecto de traslape de las cargas adyacentes.

Para determinar el tamaño de las cargas, deberán realizarse primeramente pruebas de campo. El autor Lyman(1942), da la siguiente relación entre el peso de la carga y el radio de influencia :

$$W = C R^3 \quad \dots(3.1)$$

donde :

C = coeficiente que vale 0.0025 para el 60 % de dinamita

R = radio del círculo de influencia; en pies

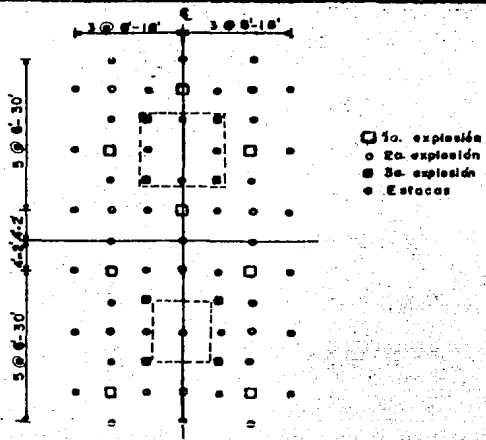
W = peso de la carga; en libras

En la Tabla 3.2 se presentan experiencias de compactación utilizando explosivos, en ella se indica el suelo típico tratado, la carga aplicada y los resultados obtenidos.

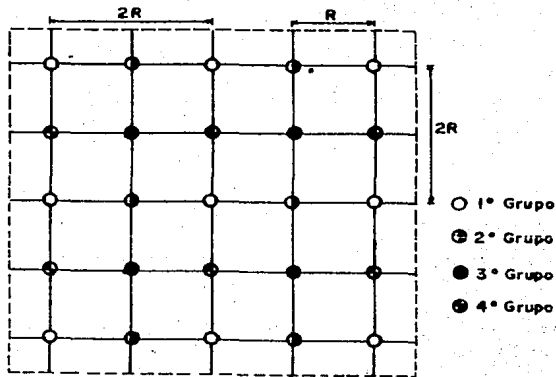
c) Pilotes de compactación

Los pilotes de compactación son ademes hincados con el solo propósito de densificar un suelo granular suelto. La densificación resulta de la acción de dos efectos : 1) desplazamiento lateral del material (que se puede estimar de acuerdo con el volumen del pilote); y 2) la vibración del pilote durante el hincado de éste último.

La densificación de arenas sueltas se puede obtener por el hinca-

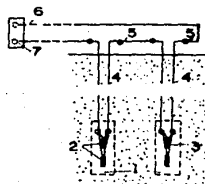


Distribución típica de explosivos

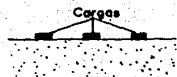


Distribución de las cargas en planta en cuatro grupos

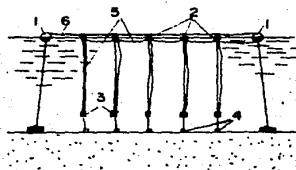
Fig. 3.13. a



Cargas en el subsuelo
 1-carga explosiva, 2-cabederos,
 3-cables de cabador, 4-derivación,
 5-circuitos intermedios, 6-circuito
 principal, 7-generador de corriente



Cargas en superficie



Cargas sumergidas en agua
 1-bayas, 2-flotadores, 3-cargas explosivas,
 4-astres, 5-cordon detonante, 6-cable de acero

Disposición de cargas explosivas para mejora de terrenos granulares

Fig. 3.13.b

PROYECTO	TIPO DE SUELO TRATADO	ESPESSOR ESTRA. ft	TIPO DE EXPLD.	PAISON DE CAMBIO	RESULTADOS	COMENTARIOS	REFERENCIA
CIMENTACION DE LA PRESA DE KARAFULI	ARENA FINEA UNIFORME		CARGA DE 3 y 8 lb	ESPACIAMIENTO: 20 ft; PROFUNDIDAD: 15, 30 y 50 ft PRIMERA TRONADA AL CENTRO Y ARRIBA, EN INTERVALOS DE 4HRS.	ASENTAMIENTO SUPERFICIAL MAX. DE 2.7 ft DECREMENTO DE LA POROSIDAD DE 47 A 41%	6000 yd ³ DENSIFICADAS	HALL (1962)
CIMENTACION DE UNA TORRE	ARENA SUELO UNIFORME, DE FINA A MUY FINA, CON 7% DE LIMO	26	CARGA DE 1/2 y 6 lb	8-4 lb DE CARGA TRONADAS SIMULTANEAMENTE A 12 ft DE PROFUNDIDAD REPETIDA TRES VECES	ASENTAMIENTOS MAXIMOS DE 1-1/2 ft ASNTAMIENTO MAXIMO DE LA TORRE: 0.11 ft DESPUES DE LA CONSTRUCCION		WILD Y WIGSLAN (1962)
INVESTIGACION DE DAÑOS DEBIDO A LICUACION DE ARENAS	ARENAS SATURADAS	25- 30	DINAMITA 5 lb	4-5 m DE PROFUNDIDAD TRES TRONADAS SUCESIVAS		SI EL ASENTAMIENTO PROMEDIO ES < 8-10 cm CON RADIO DE 5m, ENTONCES EL DAÑO POR LICUACION ES POCO CONSIDERABLE	ABELEV Y ASKALONOV (1967) FLORIN E IVANOV (1961)

TABLA 3.2 Experiencia en densificación de suelos granulares empleando explosivos

do de cualquier tipo de pilote; sin embargo, los pilotes de compactación son más eficientes.

En éste método se hinca un ademe metálico con una placa extrema recuperable, de tal manera que el hueco del ademe se rellena con arena y se apisona conforme se va retirando el ademe.

El espaciamiento de los pilotes de compactación, es generalmente, de 1 a 1.5 m (3 a 5 pies), aproximadamente.

Existen pocos casos de la aplicación de este método. En la Tabla 3.3 se muestran 5 ejemplos de experiencias que se han tenido con ellos, y con los cuales se han obtenido, en general, buenos resultados.

Por otra parte, cuando se densifican suelos de baja permeabilidad por debajo del nivel freático, los pilotes de arena sirven además, como drenes verticales, fig 3.1.

A menos que el depósito de arena suelta esté parcialmente saturado, o bien seco, entonces la eficacia de los pilotes de compactación se reduce.

En lo referente a la magnitud de la compactación causada por el hincado de estos pilotes en suelos no cohesivos, fue primeramente estudiada por Meyerhof, 1960. Los efectos producidos sobre la resistencia a la penetración estándar, tanto por estos pilotes así como los del tipo "Caisson" (en realidad éstos últimos pilotes son una variante de los pilotes de compactación y que tienen dimensiones mayores, principalmente en su diámetro) pueden servir como una medida del grado de compactación obtenido, tal y como se puede observar en la fig 3.14, según el mismo autor, y que muestra la distancia horizontal que abarca la zona compactada a lo largo de la extensión del fuste, y que abarca aproximadamente 5 veces el radio del pilote, con una distancia ligeramente mayor en la parte adyacente a la punta del pilote.

Para el caso de los pilotes Caisson, los bulbos de compactación son considerablemente mayores. Con el uso de éste último método, Robisky y Morrison, encontraron que la compactación debajo de la punta del pilote, tiene una distribución errática de compactaciones.

En arenas visiblemente sueltas, el movimiento del suelo se extiende lateralmente de 3 a 4 diámetros, y de 2 1/2 a 3 1/2 bajo la punta; mientras que en arenas muy sueltas la zona se extiende de 4 1/2 a 5 1/2 bajo la punta. Estos resultados están basados en los obtenidos por Meyerhof.

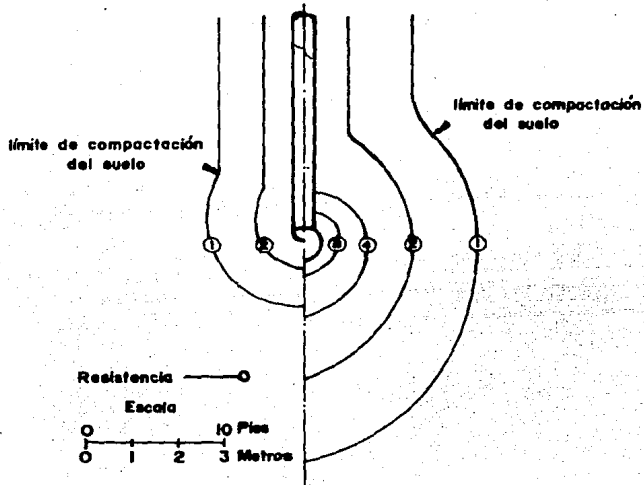
3.3 COMPARACION ENTRE LOS METODOS DE VIBROFLOTACION, EXPLOSIVOS Y PILOTES DE COMPACTACION.

Una comparación entre los tre métodos descritos, tiene que ver con la factibilidad de aplicación de cada uno para cada caso específico. Al respecto, en la Tabla 3.4 (Mitchell, 1970), se incluyen algunos proyectos en los cuales se estudió la posible aplicación de métodos alternativos al seleccionado.

De manera general, los factores que influyen en la elección del método de densificación son: El tipo y condiciones iniciales del

TIPO DE TIERRA TRATADA	TIPO DE PILOTE	ESPACIO EN LOS PILES	REFERENCIAS	COMENTARIOS	REFERENCIA
ARENA FINA	CURADO IN SITU	1 ft.	ASENTAMIENTO SUPERFICIAL = 3 ft VOLUMEN DEL PLOTE EQUIVALENTE A 1 ft POROSIDAD REDUCIDA DE 44% A 8%		TRZCANI Y PACEY (1967)
CIMENTACION PARA UNA ESTACION COMPRESORA	PILOTES DE ARENA 20-IN. DIA.	4x4 ft 4x5 ft	ASENTAMIENTO DEBIDO AL HINCAJO DEL PLOTE 6 IN PLOTE DE ARENA VOLUMEN EQUIVALENTE A 30 IN ASENTAMIENTO DESPUES DE LA CONSTRUCCION DE APROXIMADAMENTE 1/4 IN	LA ESPONJANCIA DURANTE EL PROYECTO INDICA UN MAYOR ESPACIAMIENTO Y MENOR LONGITUD DEL PLOTE	SHIGER (1968) CIMENTACION REGIONAL
EXPERIENCIA GENERAL	LOESS	0.45 m., MAX. DIA.	3.4 ft	LA POROSIDAD PUEDE REDUCIRSE A 40% SEGURO CONTRA COLAPSO	LAHR (1967)
EXPERIENCIA GENERAL	LOESS	40-50 cm	1 m	ASENTAMIENTO TOTAL DE 7.5 cm. SIMILAR A UNA CIMENTACION SOBRE UN SUELO INESTABLE CON 42 cm DE ASENTAMIENTO EN 8 AÑOS.	INSUFICIENTE EL USO DE PILES DE FRICCION PARA ESTABILIZAR EL SUELO. ARALEV Y ASKALANOV (1957)
CIMENTACION PARA UN EDIFICIO	ARENA SUELTA CON INCLUSIONES DE ARCILLA	14-IN. DIA.	4-5 ft	DENSIDAD ESPECIFICA RELATIVA = 75% EN LA MAYOR PARTE DEL AREA TRATADA	LAS INCLUSIONES DE ARCILLA OCASIONAN RESULTADOS ESPERADOS WOODWARD-CLYDE Y ASOCIADOS

Tabla 3.3 Experiencias en la densificación de suelos granulares empleando los pilotes de compactación



(a) Pilote Hincado

(b) Pilote Caisson

Compactación de una arena suelta cerca del Pilote

Fig. 3.14

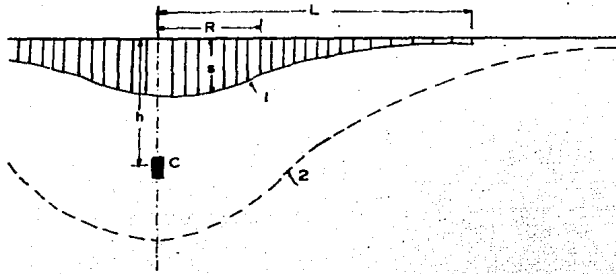
PROYECTO	TIPO DE SUELO	METODO SELECCIONADO	ALTERNATIVA	FACTORES QUE DETERMINAN LA ELECCION	REFERENCIA
CIMENTACION PARA UNA FABRICA DE PAPEL	ARENA FINA	VIBROFLOTACION	PILOTOS DE COMPACTACION	POSSIBLE DIFICULTAD EN EL HINCAJE DEL PILONO Y SE ASSEGURA LA CIMENTACION UNIFORME.	MYSTKOWSKI (1951)
CIMENTACION PARA UNA PLANTA DE PAPER	ARENA Y GRAVA DE ORIGEN GLACIAL	VIBROFLOTACION	PILOTOS DE COMPACTACION	MAS ECONOMICA COMPACTACION MAS UNIFORME	PETERSEN Y NESTERENKO (1959)
DENSIFICACION BAJO UN CONTRAPUNTO		VIBROFLOTACION	PILOTOS DE COMPACTACION	FACILIDAD EN LAS PREVISIONES CON PILOTOS DE CUM.	SAVAGE Y CAMPBELL (1955)
RELLENO DE CAVIDADES EN LA PUNTA DE KARAFULU	ARENA FINA Y INTILABO	EXPLOSIVOS	VIBROFLOTACION	MAS RAPIDA Y ECONOMICA	HALL (1962)
CIMENTACION PARA UNA ESTACION COMPRESORA	ARENA FINA SUelta	PILOTOS DE COMPACTACION	VIBROFLOTACION	MAS ECONOMICA	SWIGER (1958) CIMENTACION PERMANENTE
CIMENTACION PARA UN DIQUE	HELLENO BIEN GRUPO	VIBROFLOTACION	EXPLOSIVOS	POSSIBLE DAÑO AL DIQUE POR LA EXPLOSION	TATE (1961)
PARA REFINERIA EN COLOMBIA	ARENA SUelta	PILOTOS DE COMPACTACION	VIBROFLOTACION	MAS ECONOMICA	COSTA MANS Y WARTO (1965)
CIMENTACION PARA UN EDIFICIO	ARENA SUelta CON INCLUSIONES DE ARELLA	PILOTOS DE COMPACTACION	VIBROFLOTACION	DISPONIBILIDAD DE TIEMPO Y PRESENCIA DEL SUELO	BASORE Y TOLTANO (1960)

Tabla 3.4 Comparación de experiencias con el uso de explosivos, pilotes de compactación y vibroflotación.

suelo, los requerimientos del proyecto, así como aspectos técnicos (rendimiento, rapidez, efectividad, .. etc.), económicos, y la disponibilidad y uso esperado del equipo.

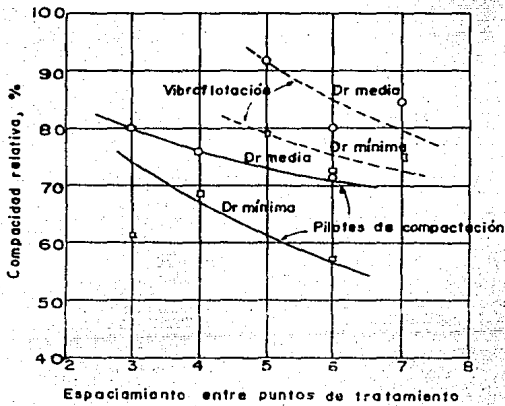
En lo referente a la aplicabilidad de cada uno de los métodos, se tiene lo siguiente :

- + Los explosivos y la vibroflotación son más eficaces en suelos no cohesivos; o en suelos arenosos con un máximo de 20 % de finos, teniéndose que para el segundo tipo de suelos, los pilotes de compactación dan mejores resultados, incluso para un porcentaje mayor de finos.
- + Los pilotes de compactación pueden usarse hasta profundidades del orden de 18 m , mientras que la vibroflotación y los explosivos pueden emplearse hasta 12 m de profundidad, salvo en casos en los cuales el suelo sea arenoso y en estado muy suelto (18 y 20 m).
- + Los explosivos y los pilotes de compactación son mucho más efectivos en suelos saturados. Al respecto, con la vibroflotación, la saturación parcial del suelo no es crítica, dado que durante el proceso se va introduciendo agua.
- + La compactación más uniforme se obtiene usando vibroflotación o pilotes de compactación.
- + La eficiencia de la densificación usando pilotes de compactación, se puede estimar por la resistencia al hincado de un pilote, mientras que en la vibroflotación, se tiene una idea cuando se observa el consumo de energía del vibroflot; en ambos casos, la prueba de penetración estándar constituye la forma más objetiva de comprobar los resultados, y por lo tanto, la eficiencia de los métodos.
- + Con el uso de explosivos, los resultados pueden ser evaluados aproximadamente por la medición del asentamiento de la superficie del terreno, fig 3.15 , además, la homogeneidad del suelo dentro de la capa estabilizada se puede comprobar mediante un sondeo directo o indirecto.
- + De los tres métodos, el más barato y rápido es el uso de explosivos, sin embargo, los resultados no son tan buenos.
- + La vibroflotación lleva el doble de tiempo de los explosivos, pero es aun más rápida que los pilotes de compactación.
- + Según la experiencia, los costos entre los pilotes de compactación y la vibroflotación, son muy parecidos.
- + Una gráfica de comparación de resultados entre los métodos de vibroflotación y pilotes de compactación, se presenta en la fig 3.16 .



Curva de asentamientos (1) y zona consolidada (2) en un suelo compactado con explosivos

Fig. 3.15



Comparación obtenida por vibroflotación y pilotes de compactación

Fig. 3.16

CAPITULO

4

CAPITULO 4

OPCIONES DE CIMENTACION

4.1 ELECCION DE LA CIMENTACION

Varios son los factores que intervienen en la elección de la cimentación de la estructura; ellos son, (Springall, J., 1986) :

- a) El tipo y propiedades del suelo de apoyo
- b) Características de la estructura
- c) Condiciones ambientales
- d) Condiciones técnicas y económicas
- e) Otros

may brevemente se comenta acerca de ellos:

- a) El tipo y propiedades del suelo de apoyo

Se requerirá conocer la estratigrafía, la profundidad del nivel freático, las propiedades índice y mecánicas de los estratos (relación Esfuerzo-Deformación-Tiempo), y en ocasiones, las propiedades hidráulicas; ello servirá de base para definir las condiciones iniciales del suelo y así determinar la solución de capacidad de carga más apropiada.

- b) Características de la estructura

Del proyecto estructural, será necesario determinar :

- + Dimensiones y Proyecciones geométricas en planta
- + Magnitud, tipo y distribución de las descargas
- + Sensibilidad
- + Destino y requisitos de funcionamiento

- c) Condiciones Ambientales

- + Sismicidad Local
- + Régimen de viento, oleaje, inundaciones, ...etc.

- d) Condiciones Técnicas y Económicas

- + Experiencia y comportamiento observado en diversos tipos de cimentaciones

+ Procedimientos Constructivos

+ Financiamiento, urgencia de la obra, amortizaciones,...etc.

e) Otros

+ Comportamiento y tipo de cimentación en obras vecinas similares

+ Hundientos regionales

+ Socavación del suelo bajo la cimentación

+ Cavernas, ...etc.

Complementando lo anterior, se tiene que los requisitos que debe satisfacer una cimentación son:

+ Estabilidad ante los elementos mecánicos tales como: momentos de volteo, torsiones, fuerzas cortantes y normales.

+ Localización apropiada (cuando ello sea posible)

+ Seguridad contra fallas por resistencia al esfuerzo cortante del suelo y profundidad de desplante suficiente

+ Consideración de deterioros ambientales (especialmente en obras costeras y marinas)

+ Economía

+ Funcionalidad (que mantenga dentro de rangos tolerables a los asentamientos totales y diferenciales)

Por último, las características del proyecto darán la importancia necesaria a cada uno de los factores arriba mencionados; y dependiendo de los más importantes, se tendrán elementos de juicio para elegir una alternativa de cimentación.

Para el caso particular de una obra a cimentar en suelos susceptibles a licuación, la práctica común contempla el mejoramiento del suelo, y con ello se converge al empleo de una cimentación superficial; sin embargo, en ocasiones son más atractivas otras soluciones de cimentación, que si bien no mejoran las propiedades índice y mecánicas del suelo, sí facilitan un mayor drenaje; tal como es el caso de los drenes verticales bajo terraplenes, fig 3.1 .

De lo anterior, se puede concluir que es importante ponderar los factores que determinan el tipo de cimentación, de tal manera que se cumpla óptimamente con requisitos, tales como: Seguridad, Economía y Funcionalidad, esencialmente.

En los incisos siguientes se comentan algunas opciones de cimentación en suelos potencialmente licuables.

4.2 LA OPCION DE CIMENTAR SUPERFICIALMENTE

Una vez hecha la evaluación de que un estrato de suelo es susceptible a licuación, y que la utilización de una cimentación del tipo superficial es lo más conveniente, el mejoramiento del estrato o la substitución de éste, debe preceder a la cimentación, pues con ello, se gana capacidad de carga a la vez que se disminuye la propensión de aquel al fenómeno.

Una solución frecuente al mejoramiento del suelo es compactarlo para aumentar su resistencia al esfuerzo cortante y disminuir su deformabilidad, de tal manera que exista capacidad de carga alta que garantice se cumplan los requisitos ingenieriles de la cimentación anotados en el inciso anterior. La fig 4.1 muestra una cimentación superficial desplantada sobre suelos mejorados, la cual es más estable a las excitaciones dinámicas, así como a los asentamientos.

Una vez que se ha decidido compactar el suelo de cimentación hasta una profundidad determinada, y los resultados de una prueba de penetración estándar posterior indican una compacidad relativa sensiblemente homogénea en el depósito, entonces se podrá estimar el nuevo ángulo de fricción interna y el módulo de elasticidad del suelo, de modo que, con base en esos valores, puedan aplicarse los métodos conocidos de capacidad de carga y asentamientos, que para arenas limpias o con un porcentaje de finos despreciable, serán :

$$q = \gamma D_f N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma \quad \dots (4.1)$$

$$\Delta H = \frac{w B (1 - \mu^2) I_f}{E} \quad \dots (4.2)$$

$$E = 50 (N + 15) \quad \dots (4.3)$$

donde :

q = capacidad de carga del suelo; en t/m²

D_f = profundidad de desplante; en m

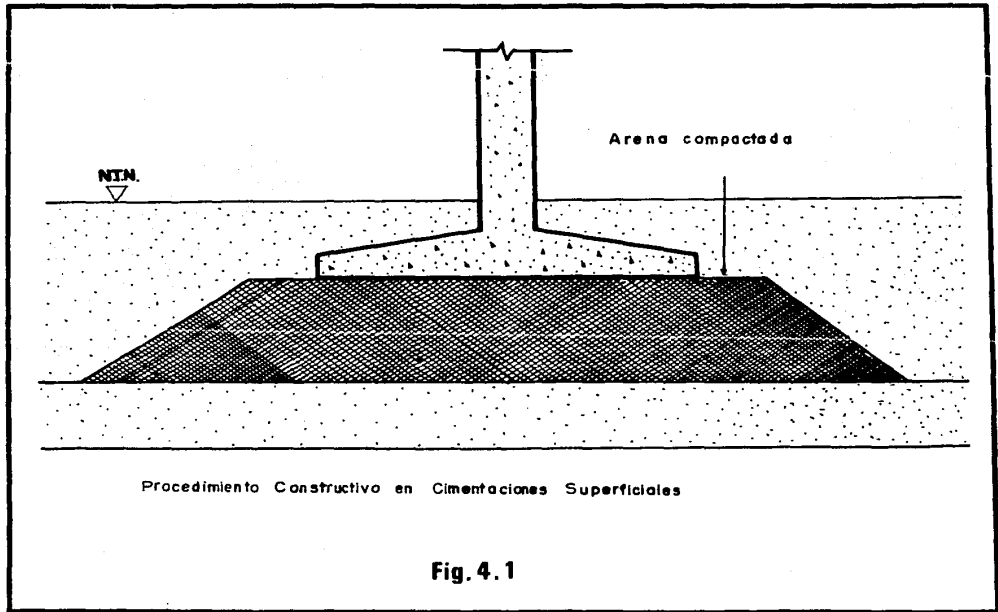
B = ancho del cimiento; en m

γ = peso volumétrico del suelo; en t/m³

N_q y N_γ = factores de capacidad de carga; adimensionales

ΔH = asentamiento máximo del cimiento; en m

E = módulo de elasticidad del suelo; en t/m²



N = número de golpes en la prueba de penetración estándar; adimensional

If = coeficiente de influencia; adimensional

μ = relación de Poisson; adimensional

siendo la ec 4.1 válida para el mecanismo de falla presentado en la fig 4.2 .

Sin embargo, cuando la compactación solo se realizó en las zonas situadas directamente bajo la futura cimentación, se obtiene una parte más compacta que las circundantes, y en consecuencia no se puede aplicar directamente la ec 4.1 , por ello, Broug en 1967, efectuó algunas modificaciones. Así pues, dentro de la zona compactada, fig 4.3 , se supone un ángulo de fricción interna ϕ , y fuera de ella, otro ángulo, α , de tal manera que los factores N_q y N_y , de la ec 4.1 se obtienen de una gráfica dada por él, en la que las abscisas son $p = \alpha + \phi/2 - 45$, y las ordenadas son N_q y $N_y/2$, teniéndose varias curvas dentro del plano, representando las relaciones t/b y d/b para ángulos ϕ mayores de 35° . En la fig 4.3 se puede apreciar el significado de cada literal, y en la fig 4.4 la manera en que varían t/b y d/b conforme lo hacen p y N_q y N_y . Es de señalarse que estas gráficas fueron construidas suponiendo un valor $\phi = 30^\circ$ para el suelo no tratado, además de que la profundidad de la zona compactada ha de ser igual o superior a d para que se pueda desarrollar el mecanismo de falla presentado en la fig 4.3 .

La relación entre esta profundidad y en ancho b de la cimentación, viene dada por la expresión siguiente :

$$\frac{d}{b} = \frac{e^{\tan \alpha} \cos p}{2 \sin(45 - \phi/2)} \quad \dots (4.4)$$

expresión que se correlaciona (de acuerdo con el valor de p) en la misma fig 4.4 .

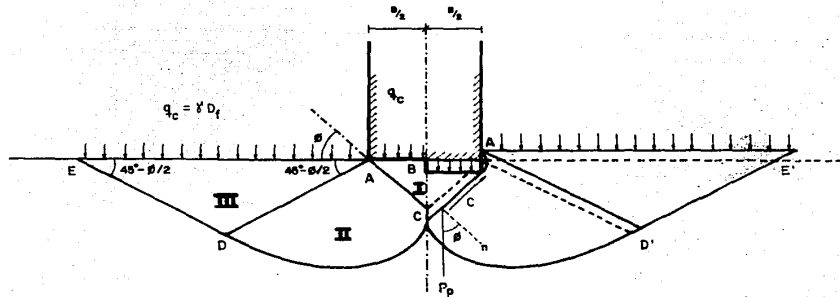
El valor de p , sirve de base para el cálculo de los valores d , N_q y $N_y/2$, y puede determinarse a partir de la relación entre la zona compactada fuera de la cimentación, t , y la anchura de la misma:

$$\frac{t}{b} = \frac{e^{\tan \alpha} \sin p}{\sin(45 - \phi/2)} \quad \dots (4.5)$$

valor que viene incluido en dicha gráfica.

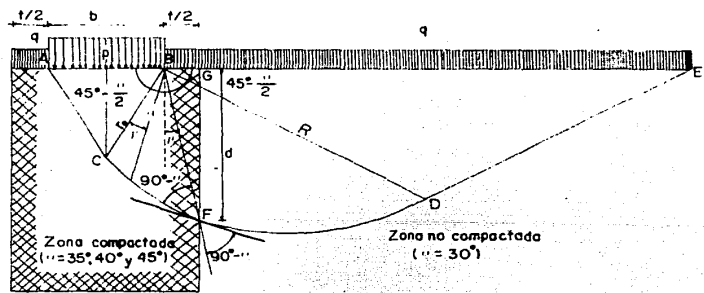
La forma de operar es pues, obtener el valor del ángulo p a partir del valor t/b , y mediante dicho ángulo, determinar el valor de d (profundidad mínima de compactación), así como N_q y $N_y/2$.

Finalmente, los hundimientos se pueden obtener con la ec. 4.2 .



Mecanismo de falla de un cimiento continuo poco profundo según Terzaghi

Fig. 4.2



Zonas de plasticidad y líneas características (Broug 1967)

Fig. 4.3

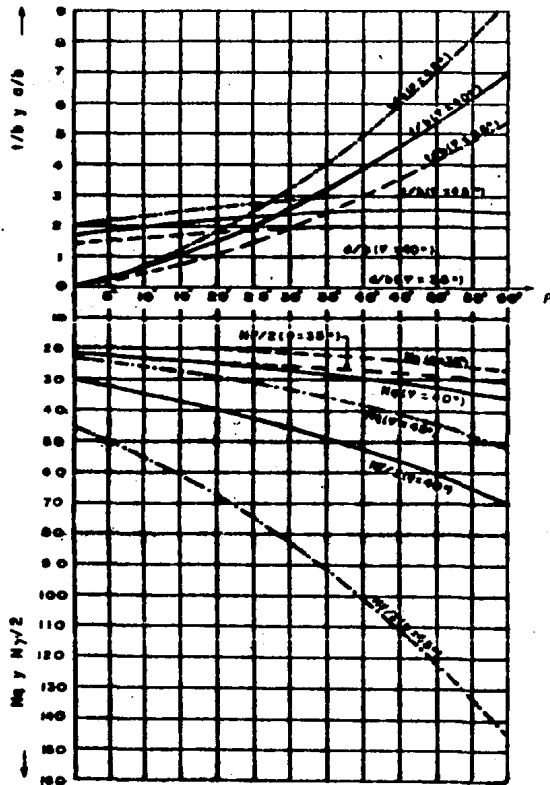


Gráfico para el cálculo de Nq y $Ny/2$ para $\phi = 30$

Fig. 4.4

4.3 LA OPCION DE CIMENTAR COMPENSADAMENTE

La opción de cimentar compensadamente en un sitio es apropiada cuando el estrato de suelo susceptible a licuación :

- a) es superficial
- b) tiene un espesor tal, que el nivel de desplante requerido alcance, cuando menos, el límite inferior de dicho estrato
- c) lo subyacen suelos que no pierden temporalmente gran parte de su resistencia al esfuerzo cortante al ocurrir una excitación dinámica en el sitio

ésta última condición es importante, en especial, en el caso de ocurrir una excitación sísmica en el sitio, ya que en la superestructura de la obra se generan momentos de volteo y fuerzas cortantes, principalmente, que se transmiten a la cimentación, y ésta a su vez, los transmite al suelo; por lo cual, éste último deberá resistir, con un margen de seguridad apropiado, los esfuerzos cortantes y normales producto de las acciones dinámicas sobre dicha superestructura.

La opción de cimentar compensadamente también es adecuada en sitios en los cuales el espesor del suelo susceptible a licuación haga factible su mejoramiento, el cual permitirá :

- 1) menor profundidad de desplante (pero no por ello disminuye proporcionalmente la compensación, pues al compactarse el suelo, éste aumenta su peso volumétrico).
- 2) que el suelo bajo el nivel de desplante tenga mayor resistencia al esfuerzo cortante; dicha resistencia brindará estabilidad a la cimentación durante la excitación dinámica.
- 3) menor deformación del suelo de apoyo, y por lo tanto, los asentamientos y desplomes que van en detrimento de la funcionalidad de la estructura, especialmente cuando a ésta última le integran multitud de instalaciones hidráulicas, o de cualquier otro tipo, que no toleran deformaciones excesivas.

el primer punto es muy útil para fines constructivos, pues se reducen los gastos por ademásado y bombeo de agua en la zona excavada para alojar la cimentación.

4.4 LA OPCION DE CIMENTAR A PROFUNDIDAD

Cuando el suelo susceptible a licuación; tiene espesores grandes, no es económicamente factible mejorarlo, y si se proyecta desplantar una estructura pesada sobre él, entonces se recurre al empleo de cimentaciones profundas (formadas por cajón de cimentación y pilotes de punta), de tal manera que éstos últimos se apoyen sobre un estrato resistente que subyazca a dicho suelo

susceptible a licuación.

El diseño de la cimentación deberá tomar en cuenta los elementos mecánicos que sobre ella se van a generar al ocurrir la licuación, así como después de ocurrido el fenómeno. Es por lo cual muy útil mencionar la problemática derivada del comportamiento del suelo así como los elementos mecánicos generados en ella durante la excitación dinámica.

a) Durante la licuación

La problemática que se presenta en la cimentación durante el proceso de la licuación está constituida principalmente por :

- + Decremento del confinamiento lateral que el suelo ejerce sobre los pilotes y el cajón.
- + Puesto que la deformación al esfuerzo cortante es mayor en un suelo en licuación que en el estrato resistente, los movimientos horizontales del suelo durante el proceso de licuación ocasionarán una acción de arrastre sobre la cimentación, la cual será mayor conforme el suelo esté más cerca de la superficie; ello se debe a que en dicha superficie se amplifican los desplazamientos horizontales respecto a los ocurridos en terreno firme.

y aunado a lo anterior, se tiene que :

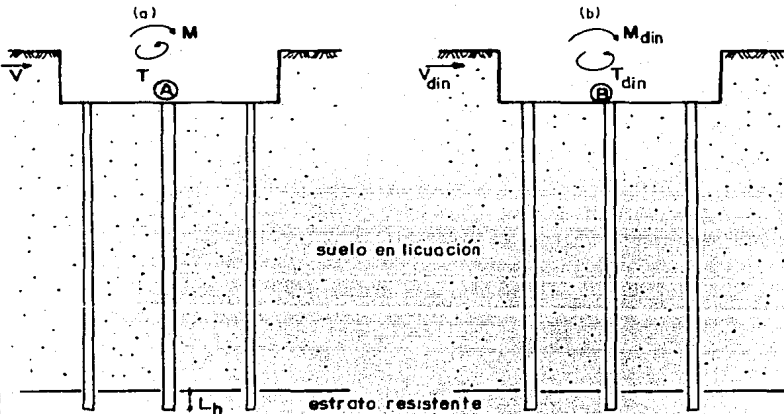
- + El suelo que se licúa, pierde resistencia al esfuerzo cortante, y por lo tanto, capacidad de carga.
- + La longitud efectiva de "empotrado" de cada pilote, L_h , fig 4.5a, será igual (en un caso extremo), a la longitud de cada uno que está embebida en el estrato resistente.

Como se puede observar, por un lado se disminuye la capacidad de carga del pilote, así como su resistencia a acciones laterales, debido principalmente, a que dichos pilotes pierden confinamiento lateral; y por otro, la acción de arrastre (mencionada anteriormente) ocasiona deformaciones al pilote, las cuales a su vez, implican que sobre éste último actúen elementos mecánicos.

Por último, una excitación sísmica genera elementos mecánicos en la estructura y su cimentación (Momentos, Torsiones y Fuerzas Cortantes y normales). En la cimentación, el momento de volteo y las fuerzas cortantes son, frecuentemente, las de mayor consideración; el momento de volteo ocasiona incrementos de esfuerzo normal en el suelo al nivel de desplante del cajón. Si el suelo al licuarse pierde resistencia al esfuerzo cortante (lo que implica que pierda capacidad de carga y sea a la vez más deformable a los esfuerzos cortantes), entonces los incrementos de esfuerzo normal serán tomados por los pilotes; así mismo, la

Elementos mecánicos considerados aplicados estáticamente (situación simplificada)

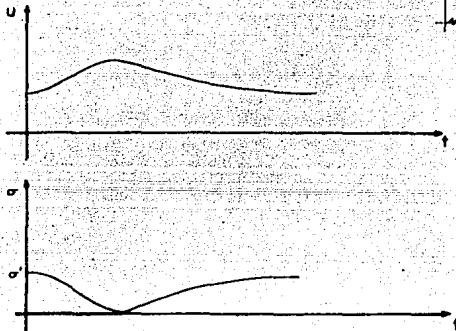
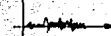
Elementos mecánicos considerados aplicados dinámicamente (situación real)



Acelerograma



Acelerograma



EN LA CIMENTACION SE TIENE QUE

Elem. mec. (A)	<	Elem. mec. (B)
Edo. de def. (A)	<	Edo. de def. (B)

Fig. 4.5

fuerza cortante que se presenta al nivel de desplante del cajón de cimentación, también deberá ser resistida por aquellos. Ahora bien, puesto que al disminuirse el confinamiento lateral de los pilotes éstos se deforman con mayor facilidad (tanto lateralmente como axialmente), la fuerza cortante que actúa al nivel de desplante del cajón de cimentación, ocasiona desplazamientos horizontales relativos entre la parte superior y la inferior de los pilotes, y la acción de arrastre del suelo sobre los pilotes, los acentúan; con lo cual, los incrementos de esfuerzo normal que actúan al nivel de desplante del cajón de cimentación, generan momentos flexionantes en los pilotes (de una manera similar al conocido efecto PA), de tal manera que los esfuerzos normales y cortantes que ello origina, pueden sobrepasar la resistencia estructural de dichos pilotes. Con lo cual, ocurrirá la falla de la cimentación.

Es importante mencionar que en el análisis de una cimentación cargada dinámicamente, frecuentemente se consideran, tanto a la fuerza cortante como al momento de volteo, como si estuvieran actuando estáticamente, fig 4.5a, y se tomen los elementos mecánicos resultantes como representativos de la situación real, descrita en el párrafo anterior, fig 4.5b, en la que influyen de manera notable, las rigideces laterales de los pilotes, principalmente; dichas rigideces a fuerzas laterales permitirán se genere un efecto PA, al cargarse lateralmente y de manera dinámica, a la cimentación.

b) Elementos mecánicos sobre la cimentación que actúan posteriormente a la licuación del suelo.

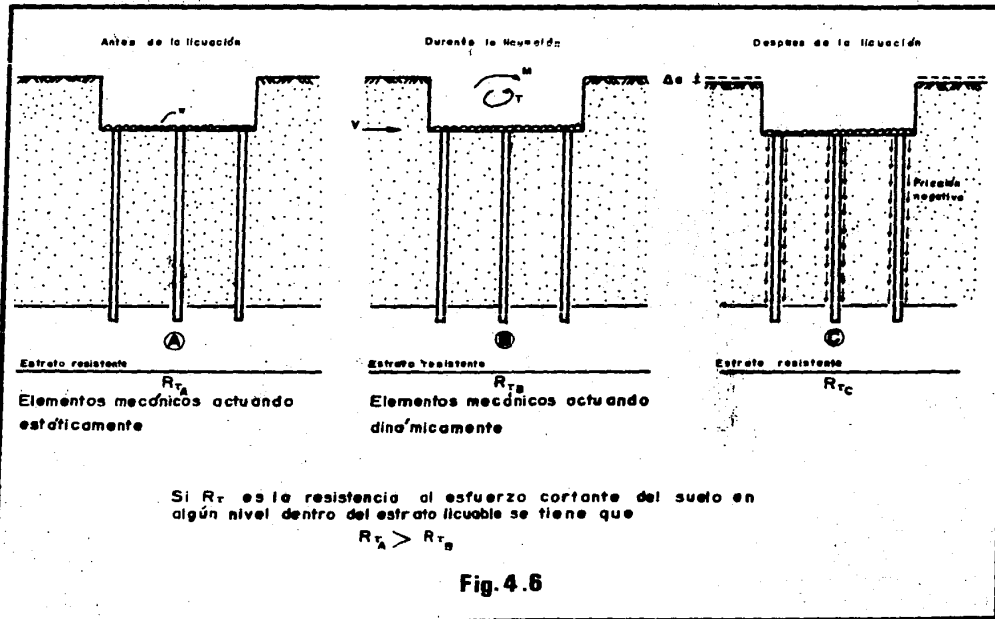
Después de terminado el proceso de licuación y de que el suelo adquirió otra estructura, el asentamiento de éste podrá ocasionar:

+ La generación de fricción negativa sobre los pilotes, fig 4.6 .

+ Posibles desplomes que den como resultado efectos PA permanentes, fig 2.26b .

mientras que, con relación a la funcionalidad de la estructura, ésta disminuirá, pues provocará que las instalaciones de servicio se deformen más allá de lo permisible.

De lo anterior, el cimentar a profundidad implica tener claro el mecanismo de la licuación, así como los efectos que éste produce en los elementos de la cimentación; sin embargo, lo que hasta ahora no se ha podido evaluar de manera razonable, es la magnitud del desplazamiento horizontal relativo que el arrastre por el suelo en licuación ocasiona a los extremos de los pilotes, así como el correspondiente desplazamiento horizontal relativo que la fuerza cortante (aplicada dinámicamente) ocasiona a dichos extremos de pilotes, con lo cual, tampoco se conocerá que tanto se amplifica el momento de volteo que actúa sobre los pilotes en la cota superior del estrato resistente, por lo que el diseño de la cimentación, deberá llevar implícito un factor

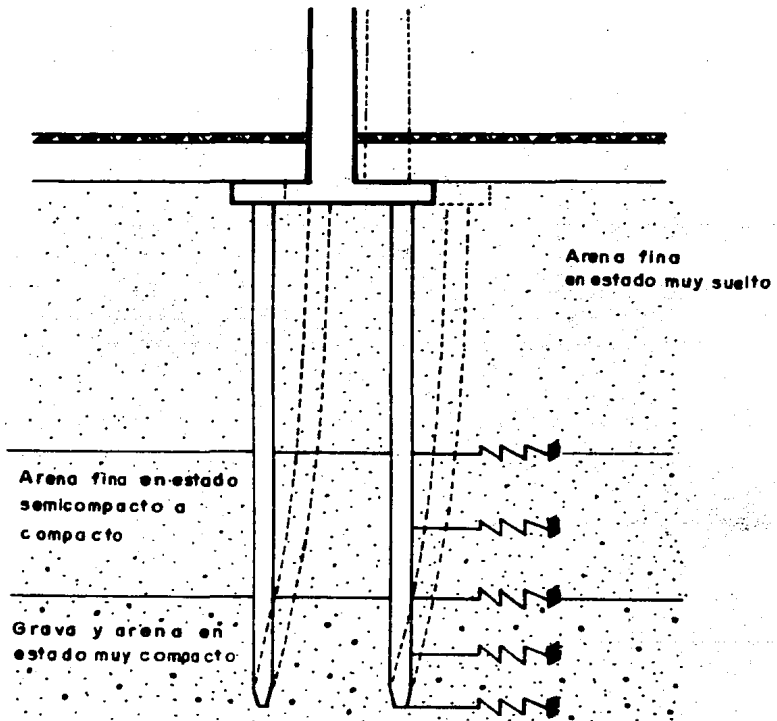


de seguridad amplio.

Algunas consideraciones simplificadorias que se podrán incluir en el diseño de una cimentación profunda, son :

- + El cajón de cimentación transferirá parte o toda la carga que toma, hacia los pilotes que se apoyan sobre el suelo más estable bajo condiciones dinámicas. Ello dependerá de la posición del nivel del agua en el suelo.
- + La longitud efectiva del pilote, L_h , es igual a la longitud empotrada en el estrato resistente.
- + La punta del pilote queda totalmente empotrada en el estrato resistente, y por lo cual, no se deformará angularmente al presentarse momentos ocasionados por las cargas laterales actuantes sobre las partes superiores del pilote.
- + El espesor del suelo licuable, practicamente no, aportará confinamiento lateral a la cimentación.
- + La fuerza cortante máxima a que se verá sometido el pilote, se presentará en la cota superior del estrato resistente.

Al respecto, uno de los pocos casos de cimentaciones diseñadas para soportar estructuras en suelos licuables, se muestra en la fig 4.7; en ella, se tomaron en cuenta las consideraciones simplificadorias mencionadas arriba.



Modelo de análisis de cimentaciones piloteadas

Fig. 4.7

CAPITULO

5

CAPITULO 5

EJEMPLO PRACTICO. CIMENTACION DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO

5.1 DATOS DEL PREDIO Y DEL PROYECTO

El predio en consideración se localiza en el area costera del Puerto de Veracruz, y está próximo al Castillo de San Juan de Ulua, según se aprecia en la fig 5.1 . La superficie del terreno es sensiblemente horizontal. Se tiene noticia de que antiguamente el terreno formaba parte de una zona de bajos, la cual fue acondicionada mediante rellenos hidráulicos, para tener una superficie plana aprovechable sobre la elevación máxima de mareas.

El proyecto contemplará la construcción de 27 tanques de almacenamiento de productos químicos. Esos tanques, de forma cilíndrica y hechos con lámina metálica tendrán las características siguientes :

Capacidad de almacenamiento (m3)	Radio (m)	Altura (m)	Número de tanques
1200	11.3	12	9
600	8	12	6
400	6.6	12	4
280	5.1	12	4
180	5.1	9	4

Conforme al proyecto, la construcción de los tanques se realizará por etapas.

Así mismo, las substancias por almacenar tendrán un peso específico medio de 1 t/m3, de donde las presiones por transmitir a la base de los tanques, serán de 12 t/m2 en la condición estática más desfavorable, es decir, a tanque lleno.

5.2 CARACTERISTICAS DEL LUGAR

a) Sismicidad

El Puerto de Veracruz queda alojado en la zona B dentro de la Regionalización Sísmica de México, fig 5.2 . Las aceleraciones máximas en terreno firme, con períodos de recurrencia iguales a 50 y 100 años, oscilan entre 60 y 80 cm/s2, figs 5.3 y 5.4 , Esteva, L., 1970 .

Por otro lado, existe una falla cercana al sitio, conocida como Zacamboxo, que entra a Veracruz por la zona de Teocelo, Puente Nel y Paso de Dvejas, se interna en el Golfo por Mocambo, en las inmediaciones de la Ciudad de Veracruz. Se ha experimentado que la sismicidad es mayor en la trayectoria de las fallas, así como

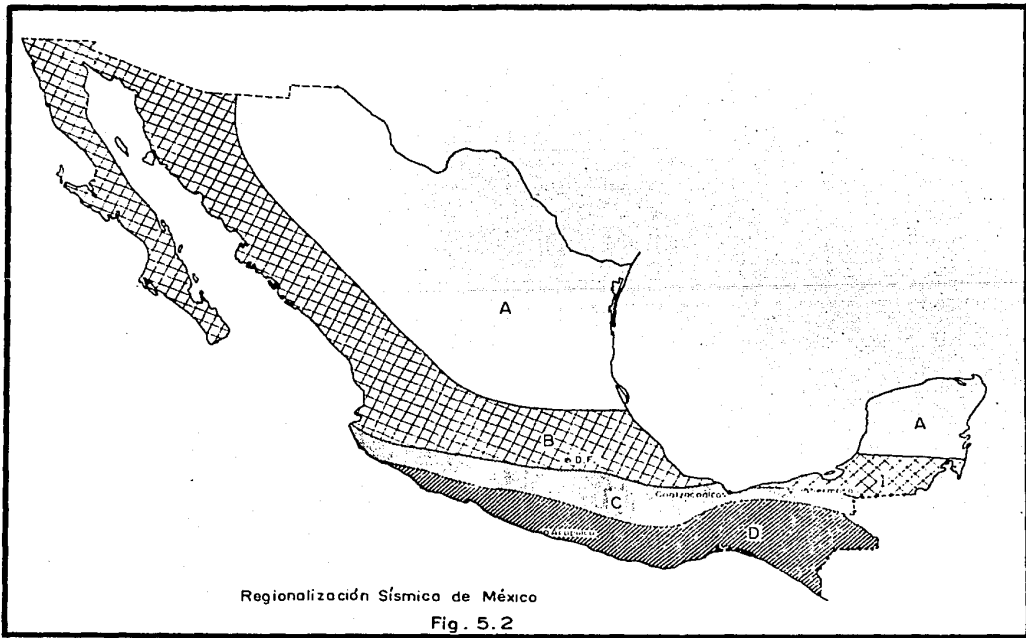
SIMBOLOS

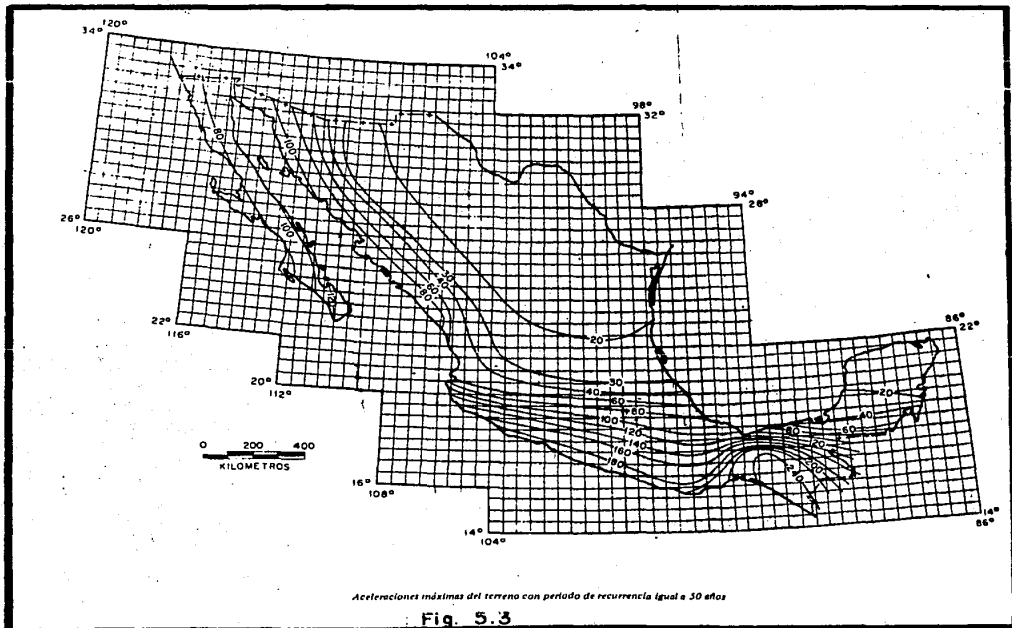
- CUATERNARIO**
 Qal Depósitos aluviales. Arenas y arcillas. (Zona de inundación)
 Qp Depósitos de playa. Arenas y arenas limosas
 Qd Depósitos de dunas. Arenas y arenas limosas.
 Contacto geológico.

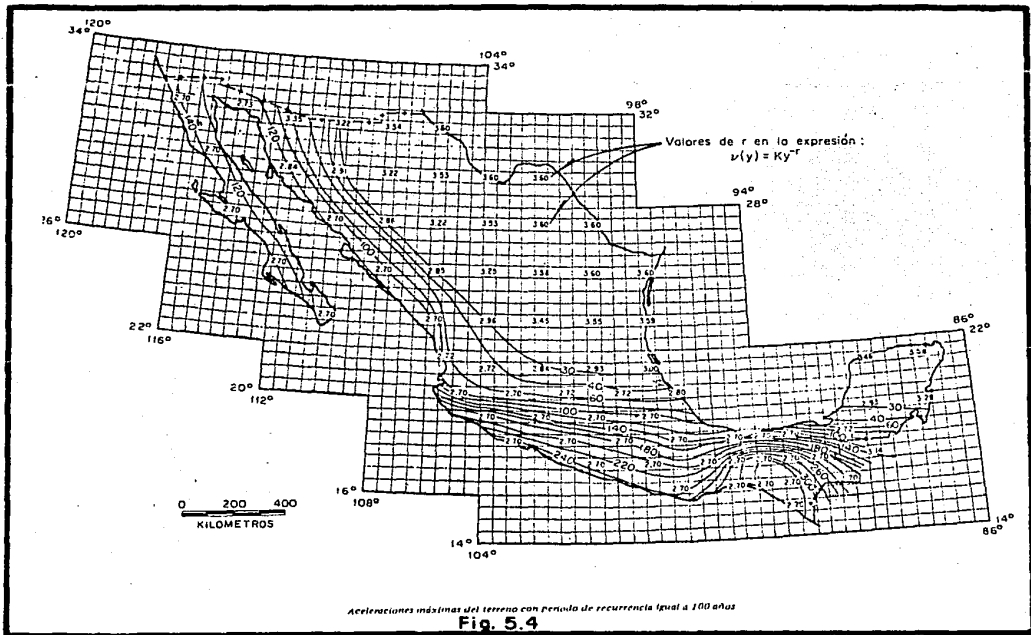


Piano de localización del predio

Fig. 5.1







en sus inmediaciones: por ello se consideró importante mencionar su existencia.

Entre los movimientos fuertes que el Puerto de Veracruz ha sufrido destacan, a partir del año 1523 y hasta 1967, los siguientes :

TABLA 5.1

Intensidad en la escala de Mercalli Modificada	Número de sismos (*)
III	35
IV	17
V	4
VI	6
VII	2
VIII	1

* observese que los sismos tuvieron una intensidad predominantemente baja.

5.3 INVESTIGACION DEL SUELO EN EL SITIO

a) Trabajos de campo

Los trabajos de campo consistieron en la exploración y muestreo del suelo en 3 sondeos, localizados según la fig 5.5 .

Los sondeos, denominados SM1, SP2 y SM3, se llevaron hasta 24, 15 y 30 m de profundidad, respectivamente, empleándose en la ejecución del segundo sondeo, el método de penetración estándar, exclusivamente.

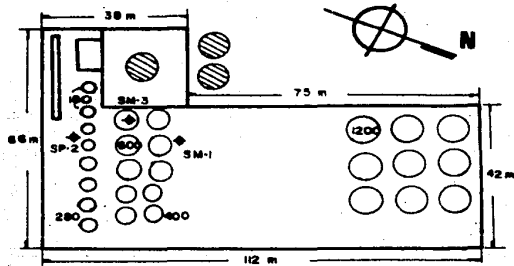
La variación con la profundidad de la resistencia a la penetración determinada en los sondeos, se muestra en las figs 5.6 a 5.8 .

Cuando las características de los suelos explorados impidieron el avance de la penetración estándar y limpieza con chiflón, se utilizaron barriles muestreadores del tipo doble rígido de diámetro NX. En las columnas "recuperación" de las figs 5.6 a 5.8 se reportan las muestras obtenidas por este método.

Con el fin de referenciar a un nivel común la estratigrafía del sitio, se nivelaron los brocales de los sondeos con respecto a la elevación media de la corona de un muro de retención situado frente al predio :

sondeo	elevación (m)
SM1	- 0.06
SP2	0.0
SM3	0.08

la elevación promedio del nivel freático registrada en los sondeos, referida a la corona del muro arriba mencionado, es de -1.62 m . De información local, se tiene que el NAF presenta variaciones debido a la influencia de las mareas, manteniéndose en todo momento, ligeramente arriba del nivel del mar.



- ⊗ Tanques construídos
- Tanques por construir, el número cercano a ellos indica su capacidad en m³

Forma del predio y distribución tentativa de los tanques

Fig. 5.5

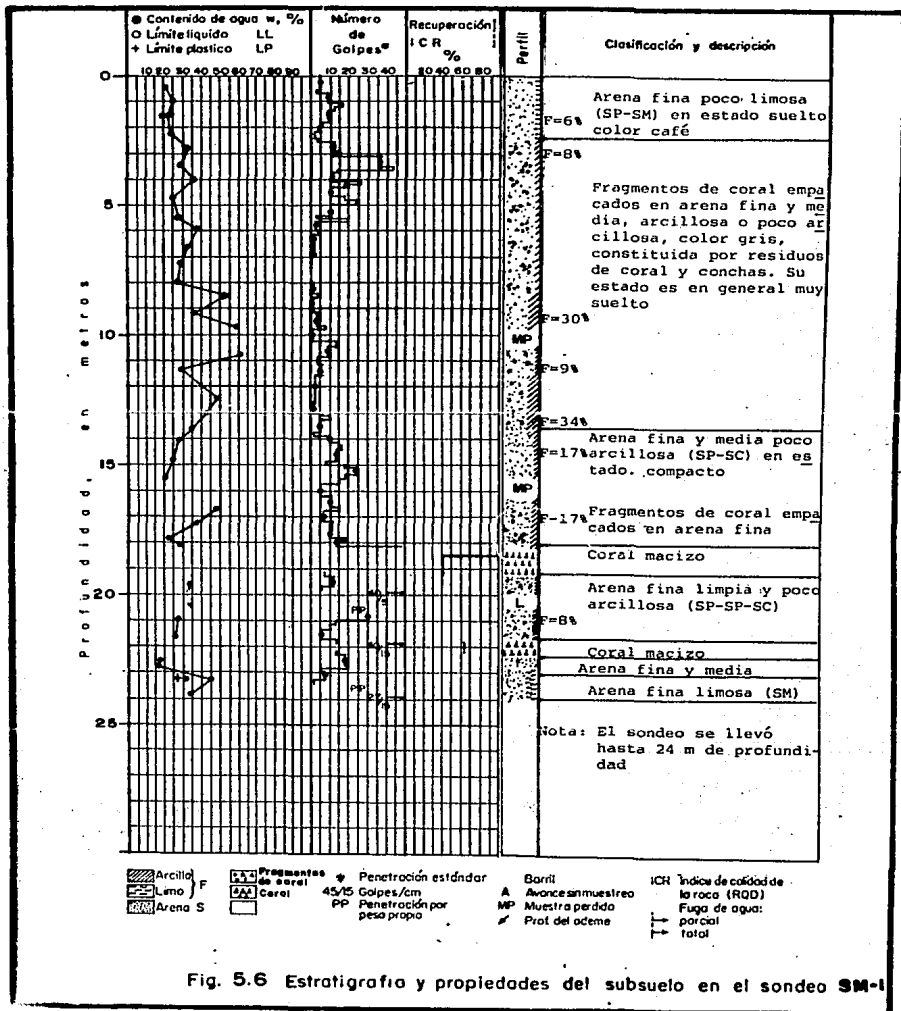


Fig. 5.6 Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sondeo SM-1

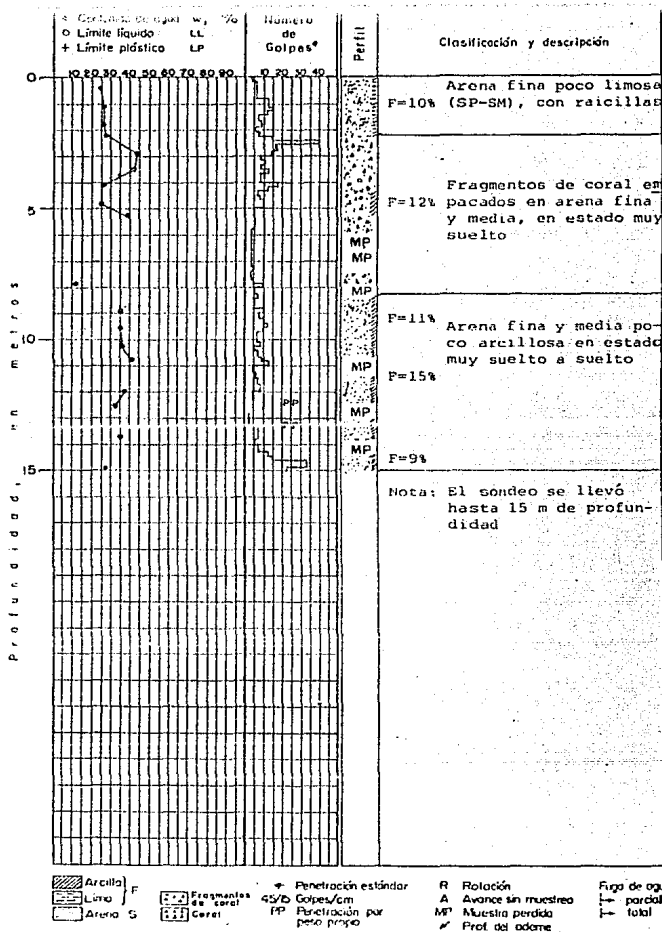


Fig.5.7Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sondeo SP-2

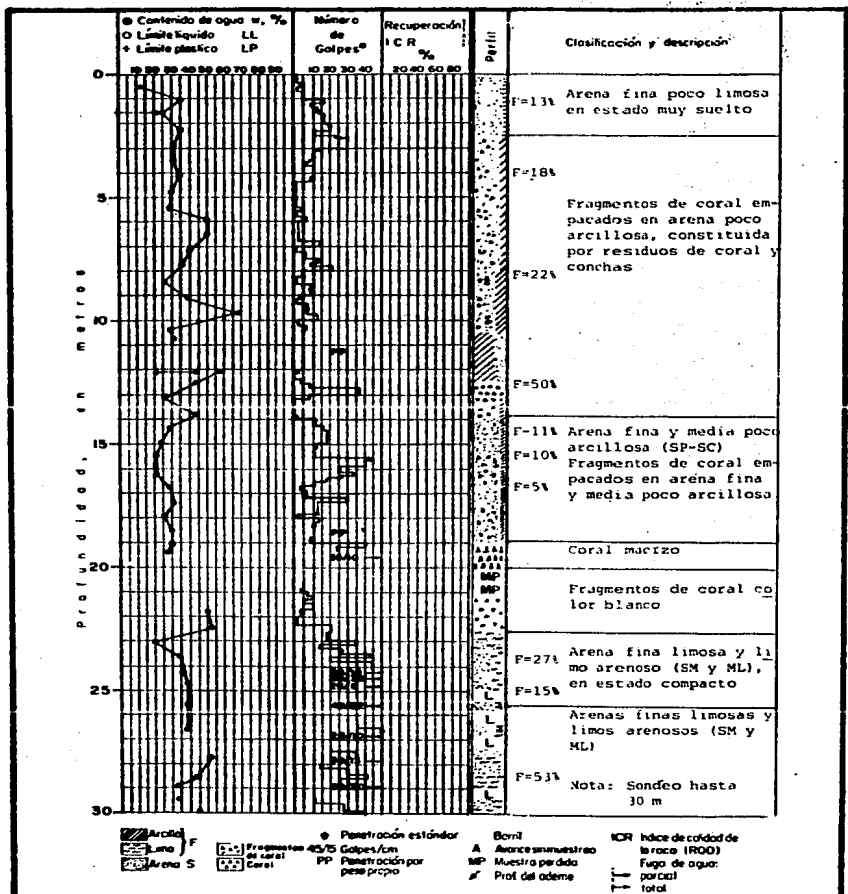


Fig. 5.8 Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sondeo SM-3

b) Ensayos de laboratorio

Todas las muestras fueron ensayadas con el fin de determinar su clasificación respecto al SUCS y su contenido de agua (w %); además, a las muestras que se consideraron representativas del perfil estratigráfico, se les determinó:

- 1) Límites de consistencia, tanto líquido como plástico
- 2) Pesos volumétricos

La clasificación y descripción del suelo, así como algunas de sus propiedades, se reportan en las figs 5.6 a 5.8.

La variación con la profundidad del contenido de agua, límites de consistencia, porcentaje de finos y pesos volumétricos, se reportan en las figs 5.6 a 5.8; mientras que algunas distribuciones granulométricas se reportan en las figs 5.9 a 5.13.

Por otra parte, el material recuperado mediante barril, se identificó como coral macizo; se determinó la resistencia a compresión simple a 2 muestras; sus gráficas esfuerzo-deformación se muestran en la fig 5.14.

c) Estratigrafía y propiedades.

De acuerdo con los datos obtenidos en los trabajos de campo y laboratorio, se construyeron los perfiles estratigráficos para cada sondeo, los cuales se presentan en las figs 5.6 a 5.8. Conforme a la descripción del material encontrado y a la distribución de los sondeos en el área del predio, la estratigrafía del sitio se puede resumir en lo siguiente:

De 0.0 m a 2.60 m, existe un estrato de arena fina, SP, con lentes limosas color café, raíces y un poco de pedacera de madera en la parte superior. Su estado varía de suelto a muy suelto.

De 2.60 m a 18 m de profundidad, existen suelos de origen marino constituidos por fragmentos de coral empacados en arena media y fina, con bajo porcentaje de finos, SP. Su estado es en general muy suelto, salvo en la parte inferior de dicho estrato, en el cual, existen algunas capas de coral macizo que mostraron alta resistencia a la penetración estándar.

De 18 a 19 m se encuentra una capa de coral con resistencias altas a la penetración estándar, $N > 45$, que hicieron necesario inclusive, utilizar equipo rotatorio de perforación.

Desde la cota 19, y hasta 24 m de profundidad, se encuentra un estrato de arena media y fina con fragmentos de coral, y algunas intercalaciones de limo arenoso, SM y ML. Su estado es

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO COMBINADO

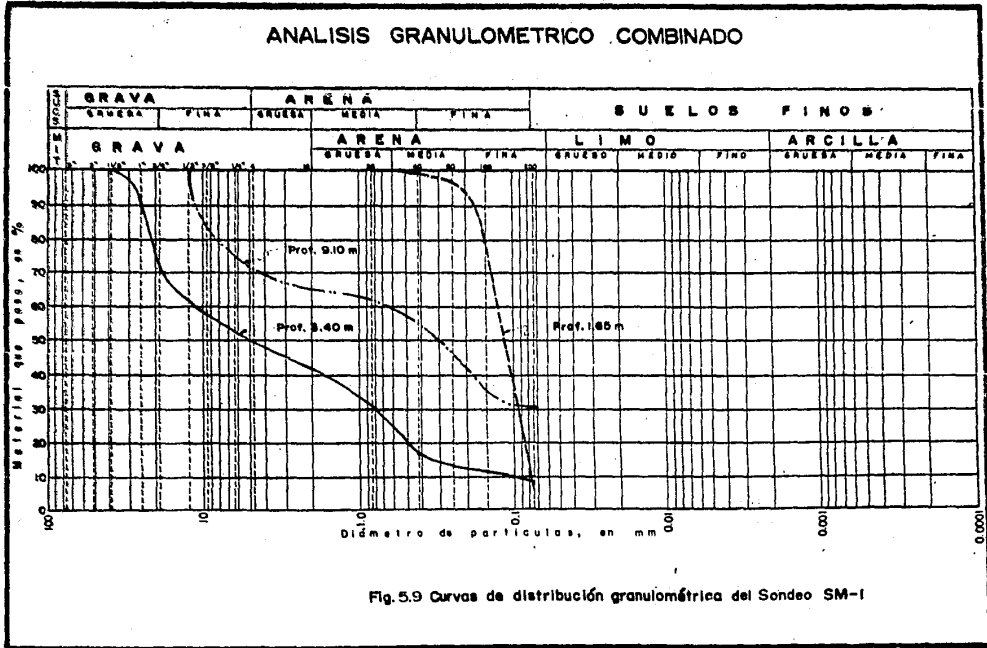


Fig. 5.9 Curvas de distribución granulométrica del Sondeo SM-1

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO COMBINADO

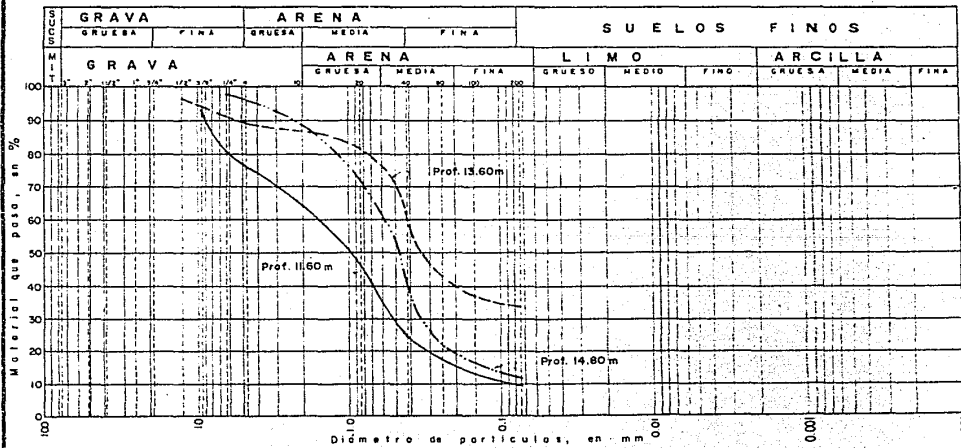


Fig. 5.10 Curvas de distribución granulométrica del sondeo SM-1

ANALISIS GRANULOMETRICO COMBINADO

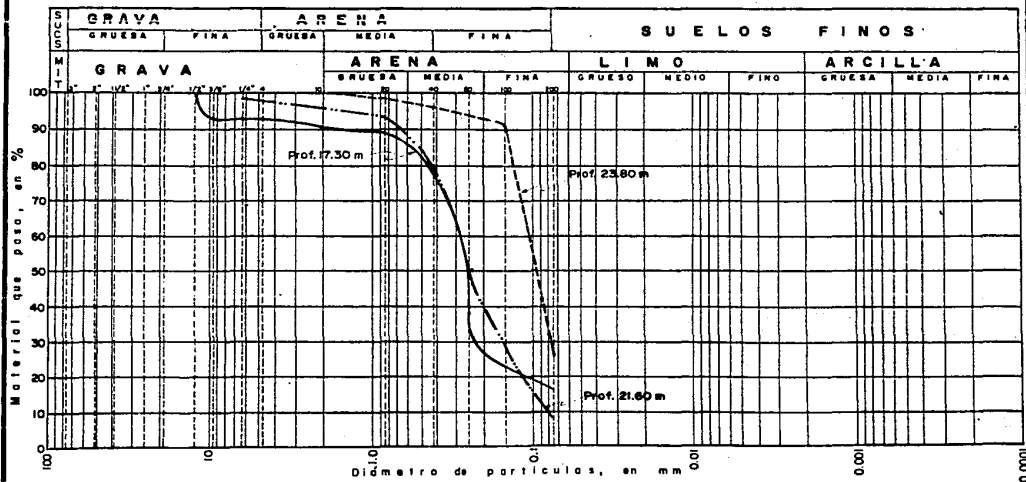


Fig.5.11 Curvas de distribución granulométrica del sondeo SM-1

ANALISIS GRANULOMETRICO COMBINADO

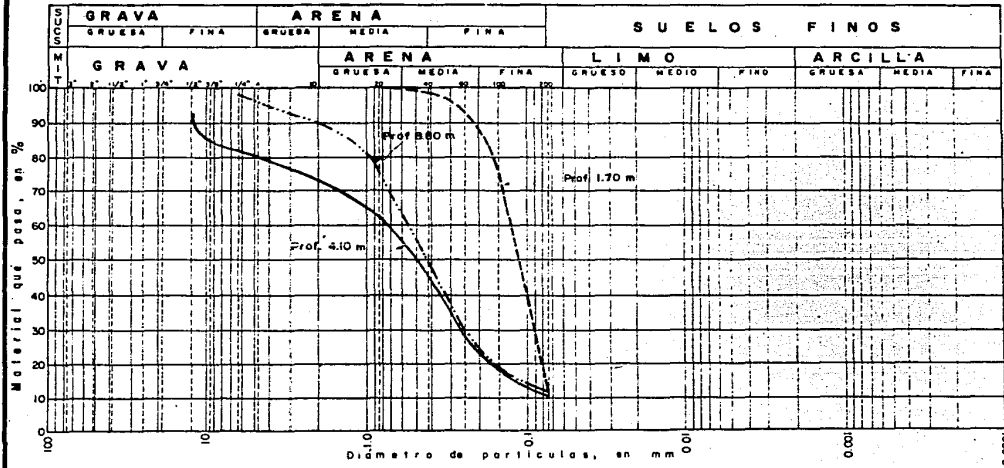


Fig. 5.12 Curvas de distribución granulométrica del sondeo SP-2

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO COMBINADO

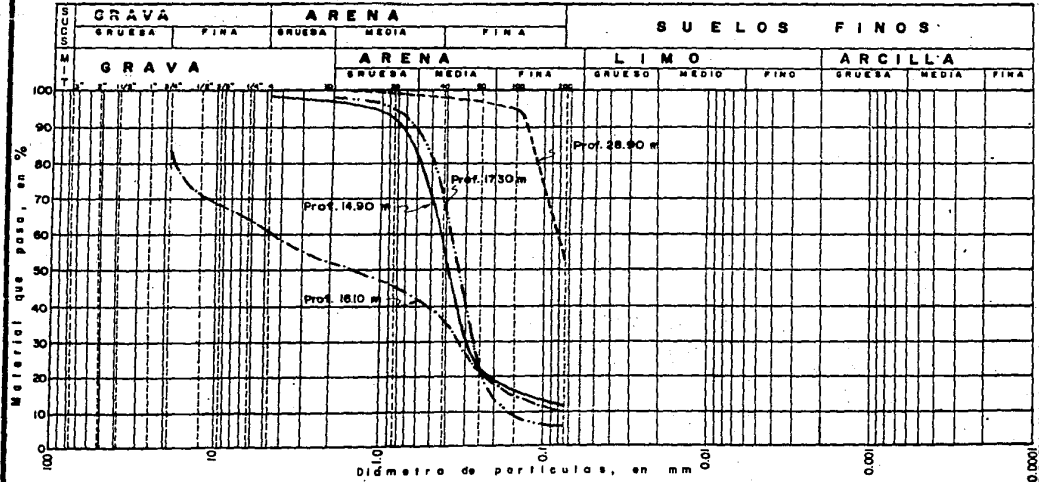
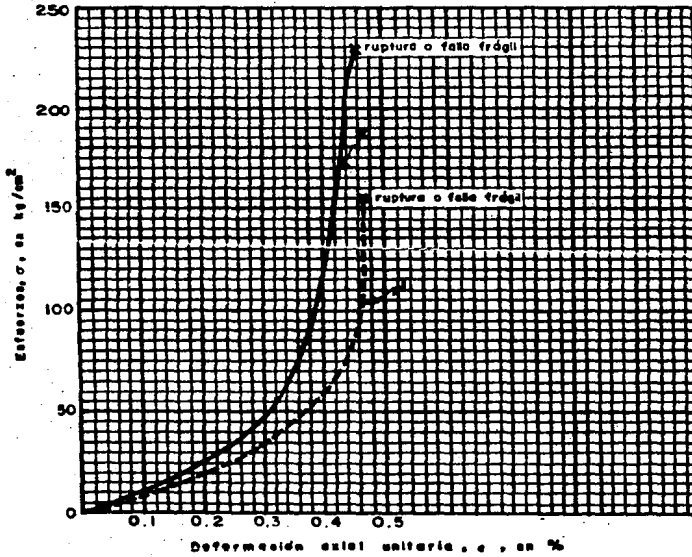


Fig.5.13 Curvas de distribución granulométrica del sondeo SM-3

Probeta N°	Prof. m.	γ_m kg/m ³	$\sigma_{máx}$ kg/cm ²	C kg/cm ²	e_r %
I SM-1	18.90	1997	148.5	74.3	0.45
II SM-3	19.73	2142	230.6	115.3	0.47



Pruebas de compresión no confinada. Sondajes SM-1 y SM-3

Fig. 5.14

medianamente compacto.

De 24 m a 26.6 m, existen arenas finas limosas y limo arenoso, SM y ML. Su estado es muy compacto.

Finalmente, al estrato anterior lo subyacen depósitos de origen marino, constituidos por arenas finas limosas y limos arenosos, SM y ML, los cuales se encontraron desde los 26.6 m hasta la mayor profundidad alcanzada por el sondeo SM3 (30.0 m). Ocasionalmente estos depósitos contienen arena gruesa, grava fina así como residuos de coral y conchas. Su estado es muy compacto.

El nivel freático se encontró a 1.55m de profundidad.

En la fig 5.15 se muestra una simplificación de la estratigrafía en el sitio, la cual incluye el número de golpes, N , obtenido en la prueba de penetración estándar. Esta simplificación, se tomará como representativa de las condiciones iniciales del suelo.

5.4 EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUACION

Para la evaluación del potencial de licuación, se consideraron las condiciones iniciales del suelo presentadas en la fig 5.15; así mismo, la excitación dinámica para análisis, es la sísmica. Puesto que una manera racional y práctica de estimar la susceptibilidad de un suelo a licuación, es la aplicación del método simplificado de Seed e Idriss, los siguientes párrafos se referirán a la obtención de la información requerida para la utilización de este método.

La aceleración máxima en terreno firme es de 60 cm/s^2 , fig 5.3, correspondiendo ésta a un período de recurrencia de 50 años, es decir, con una probabilidad igual a 2 % de que una aceleración cualquiera que se presente exceda el valor de $a_{máx}$. Por otra parte, y como ya se mencionó en el inciso 2.6, se requiere conocer la magnitud del sismo de diseño, la cual determina el número de ciclos de esfuerzo cortante a los que el suelo se verá sometido, siendo a su vez necesario entrar a la Regionalización Sísmica del País y obtener la aceleración máxima del terreno firme; con ella, y utilizando la ec 2.17 y la Tabla 5.1, se encuentra la magnitud del sismo de diseño, que en este caso resulta ser de 7, aproximadamente. Acorde con esto, y utilizando la tabla 2.6 se tiene que para esa magnitud, el número de ciclos asociado es de 12, pudiéndose usar la fig 2.33 y la 2.34, en la graficación de la ec 2.34 para valuar los esfuerzos cortantes inducidos por sismo a diferentes profundidades dentro de los estratos:

$$\tau_p = 0.65 \frac{a_{máx}}{g} \gamma Z r_d \quad \dots (2.34)$$

mostrándose los resultados en la fig 5.16.

RESUMEN DE LA ESTRATIGRAFIA EN EL SITIO

Cota	N en pruebas de penetración estándar.	D ₅₀ (mm)	Cota de la curva granul. repre. de cada subestrato.	γ _m (T/m ³)	Descripción
0.0 m	N=6	0.11	1.65	1.60	Arena fina en estado muy suelto, (curva granul. correspon. a 1.65 m. F=6%
1.55	N=6	0.11	1.65	1.70	
2.60	N=9	0.50	4.10	1.82	
5.0	N=5	0.40	6.8	1.80	Fragmentos de coral y arenas medias y finas, el porcentaje medio de finos es de: F=12%
10.0	N=6	0.40	14.8	1.78	
15.0	N=8	0.25	17.25	1.80	
18.0	N>45			2.00	Coral macizo
19.0					
	N=25	0.24	21.55	1.90	Arenas medias y finas con fragmentos de coral y algunas intercalaciones de limo arenoso, en estado medio compacto (SM y ML).
24.0	N>50	0.09	23.81	2.0	Arenas finas limosas y limos arenosos en estado muy compacto.
26.60	N>50	0.074	28.95	2.0	
30.0 m					Arenas finas limosas y limos arenosos (SM y ML) en estado muy compacto.

Fig. 5.15

N	Z	D_{50}	σ_v	$D_{r(z)}$	α_r	$\frac{\sigma_{dr}}{2\sigma_v}$	$\frac{D_r}{50}$	Z
2	0.75	0.11	1.2	34	0.51	0.23	1.04	0.17
3	1.55	0.11	1.5	40	0.51	0.23	1.04	0.27
4	2.0	0.11	2.0	52	0.51	0.23	1.04	0.40
6	2.60	0.11	3.2	52	0.51	0.23	1.04	0.44
9	3.8	0.5	4.2	60	0.50	0.27	1.20	0.82
	5.0	0.5	5.2	70	0.40	0.27	1.20	1.01
5	7.3	0.4	7.2	40	0.51	0.26	0.80	0.84
	10.0	0.4	9.2	39	0.51	0.26	0.76	1.02
6	12.5	0.4	11.1	40	0.51	0.26	0.80	1.30
	15.0	0.4	13.1	37	0.51	0.26	0.76	1.45
8	18.5	0.25	14.3	44	0.57	0.24	0.89	1.72
	19.0	0.25	15.5	41	0.51	0.24	0.82	1.71
25	21.5	0.24	18.7	66	0.63	0.22	1.32	3.73
	24.0	0.24	21.0	65	0.63	0.24	1.50	4.13
50	25.3	0.09	22.3	85	0.70	0.22	1.70	5.84
	26.6	0.09	23.6	85	0.70	0.22	1.70	6.18
50	28.3	0.074	25.3	85	0.70	0.22	1.70	6.62

Fig. 5.16 Esfuerzos cortantes que produce el sismo de diseño sobre el suelo.

$$Z = \sigma_v \cdot \alpha_r \cdot \left[\frac{\sigma_{dr}}{2\sigma_v} \right] \frac{D_r}{50}$$

donde $D_r = 50\%$

Por otra parte, los esfuerzos cortantes que ocasionan la licuación del suelo (dadas las compacidades relativas obtenidas según la fig 2.32), se pueden estimar con la ec 2.35 :

$$\tau_m = \alpha_r \sigma_v' \left[\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_c} \right] \frac{D_r}{50} \quad \dots (2.35)$$

en donde α_r y $\left[\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_c} \right]_{Dr=50}$ se toman de las figs 2.33 y 2.34, respectivamente; hecho lo anterior, la superposición de ambos resultados se muestra en la fig 5.17, en la que se puede observar cómo el Factor de Seguridad (cociente entre los esfuerzos cortantes resistentes y los actuantes) es menor entre las cotas 5 y 18 m, pues su valor es de 1.6 . Un valor bajo del FS era de esperarse desde que se ejecutó la prueba de penetración estándar y se observaron valores de N entre 5 y 6; los Factores de Seguridad, indican, que para un sismo de diseño, el suelo no se licuará; sin embargo, la evaluación de la susceptibilidad del suelo a la licuación es válida para la condición de campo libre puesto que no involucra la magnitud de los esfuerzos cortantes que la cimentación de una estructura genera en el suelo. Como la estabilidad de una cimentación demanda del suelo resistencia al esfuerzo cortante, se tiene que en condiciones dinámicas el FS contra la falla por resistencia al esfuerzo cortante disminuirá, y el suelo se asentará, tanto de manera total como diferencial. Un ejemplo de tales asentamientos se puede apreciar en las figs 2.6 y 2.7, siendo importante en ese sentido, revisar los estados desfavorables de los esfuerzos efectivos que pueden presentarse en el suelo. Puesto que los márgenes de seguridad deben ser lo suficientemente amplios para garantizar la estabilidad de una cimentación superficial, un valor FS =1.6 contra la falla al esfuerzo cortante de un suelo no cargado, y en condiciones dinámicas, indica que se debe mejorar dicha resistencia si se va a cimentar superficialmente; así mismo, y en cuanto a la deformabilidad del suelo no mejorado, las bajas compacidades relativas en el sitio, así como la magnitud de los diámetros de los tanques por construir indican, de acuerdo con la fig 5.18, que el suelo tendrá una falla local, y por lo tanto, los asentamientos de la cimentación no serán tolerables, por esas dos razones, se concluye que para aumentar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, así como disminuir su deformabilidad, el suelo tendrá que ser mejorado. En el inciso siguiente se tratará con esa acción.

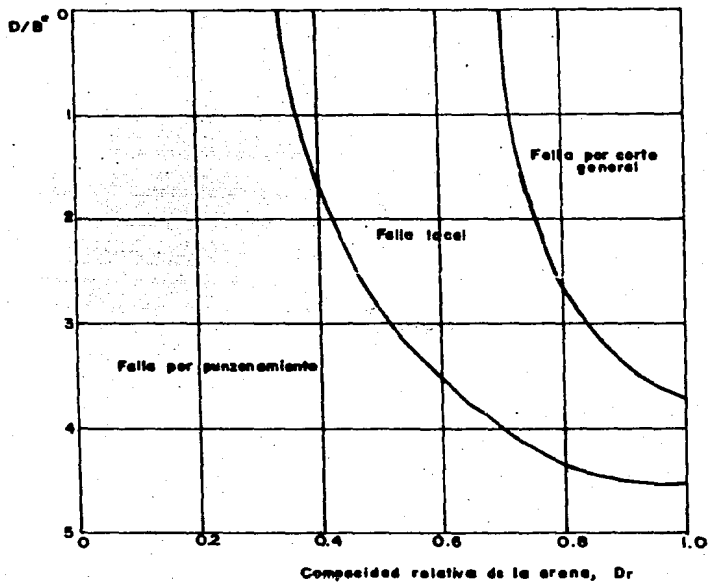
5.5 MEJORAMIENTO DEL SUELO

El suelo, en general, tiene un porcentaje de finos menor que 20, aunado esto con una profundidad aproximada de 18 m, en los que se encontraron principalmente arenas sueltas, el depósito puede ser mejorado, tanto por el método de vibroflotación, como por el de pilotes de compactación. Puesto que el primer método es más confiable en sus resultados que el segundo, pues produce una compactación más homogénea, con lo cual, el análisis de la

Z	V_{Tz}	r_d	ACCION T_{av} *	RESIST.	F.S. = $\frac{RESIST.}{ACCION}$
0.78	1.25	1	0.05	0.16	3.2
1.55	2.48	1	0.10	0.33	3.3
2.08	3.38	0.99	0.13	0.37	2.8
2.6	4.27	0.99	0.17	0.41	2.4
3.8	6.45	0.98	0.25	0.78	3.10
5.0	8.63	0.98	0.33	0.97	2.9
7.5	13.13	0.97	0.50	0.82	1.6
10.0	17.63	0.95	0.65	1.0	1.5
12.5	22.08	0.93	0.80	1.27	1.6
15.0	26.53	0.86	0.89	1.42	1.6
16.5	29.23	0.84	0.96	1.69	1.8
18.0	31.93	0.83	1.03	1.67	1.6
21.5	38.68	0.78	1.18	3.67	3.1
24.0	43.43	0.75	1.27	4.06	3.2
25.3	46.03	0.70	1.26	>5.84	>4.6
26.6	48.63	0.69	1.31	>6.18	>4.7
28.3	52.03	0.68	1.38	>6.62	>4.8

Fig. 5.17 Resistencia del suelo al esfuerzo cortante producido por sismo.

* $T_{av} = (0.65) (0.06) (V_{Tz}) (r_d)$



$B=L$ Para zapatas cuadradas o circulares
 $B=2BL/(B+L)$ para zapatas rectangulares

Formas típicas de falla en arenas

Fig. 5.18

capacidad de carga del suelo se simplifica, tanto en condiciones estáticas como dinámicas (además de que se sabe que en Veracruz se puede rentar el equipo de vibroflotación a un precio razonable), se ha decidido utilizar este método.

5.5.1 Recomendaciones para el mejoramiento del suelo

a) Se efectuará el despalme de la capa vegetal superficial en toda el área que cubrirán los futuros tanques. El material producto del despalme, deberá desecharse y no se utilizará como relleno

b) Puesto que hasta los 18 m de profundidad existen arenas finas, sueltas y saturadas, y esta profundidad queda dentro del alcance del vibroflot, la compactación llegará hasta esa cota

c) En lo que respecta al área en planta que abarcará la compactación, deberá mejorarse de ser posible, toda el área del predio y así tener un suelo más resistente a los esfuerzos cortantes y de baja deformabilidad que se pueda usar a futuro para una ampliación del proyecto; de no ser ello posible, deberá compactarse el área comprendida dentro de un círculo de diámetro 3 m mayor que el del tanque de que se trate; además, se deberá estar conciente que la compactación del resto del terreno, implicará de nuevo contratar el equipo, lo que costará más, debido a su transporte y al volumen menor por compactar.

d) Los trabajos de vibroflotación deberán iniciarse en los sitios donde se realizaron los sondeos; a fin de poder evaluar mediante nuevos sondeos, el mejoramiento del suelo que proporciona el tratamiento. Estos nuevos sondeos, también permitirán determinar la separación entre inserciones del vibroflot y el tiempo de vibrado óptimo para alcanzar una compacidad relativa de cuando menos el 70 % en todo el depósito.

5.6 ANALISIS DE LA CIMENTACION DE LOS TANQUES

Se considerará como condición inicial del suelo aquella que se obtuvo después de haber compactado el terreno y conseguido una compacidad relativa en todo el depósito del orden del 70 % ; con ello, la cimentación más apropiada, incluyendo los puntos de vista económico, constructivo y de rapidez, es la superficial a base de una plantilla de concreto asfáltico. En lo que sigue se tratará tanto con el aspecto capacidad de carga así como el de asentamientos.

5.6.1 Análisis de la capacidad de carga del suelo

Primeramente se anotarán las acciones a que se verá sometido el suelo durante la vida útil de los tanques, y después se tratará con la capacidad de carga del suelo. Ello servirá de base analizar la cimentación.

a) Acciones : La cimentación se considerará sometida a una carga igual a la suma del peso de la estructura, de la presión aplicada por el fluido al encontrarse lleno el tanque, afectada de un factor de carga igual a 1.4 , y de un sobreesfuerzo, producido por el sismo de diseño y aplicado sobre el fondo de dicho tanque, afectado de un factor de carga igual a 1.1 . Sólo se efectuará el análisis de la cimentación para el tanque de menor radio (R = 5.1 m) el cual tiene una altura de 12 m (lo más desfavorable). Para los demás tanques, no se incluye el análisis, ya que únicamente cambian los datos, y no el procedimiento.

Las acciones a las que se verá sometido el suelo de cimentación durante la vida útil de los tanques, son :

- 1) Estáticas : Puesto que la condición estática más desfavorable, la descarga de los tanques es de 12 t/m², la carga estática de diseño se obtiene (acorde con el párrafo del inciso a), que :

$$(w)(F_c) = (12 \text{ t/m}^2)(1.4) = 16.8 \text{ t/m}^2$$

- 2) Dinámicas : A su vez, la carga dinámica de diseño se calculó como la suma de la carga estática más desfavorable (w = 12 t/m²), y del incremento de esfuerzo normal sobre la cimentación, $\Delta\sigma = 2.5 \text{ t/m}^2$ (Tabla 5.2), el cual se obtuvo de aplicar las fórmulas para determinar, tanto el momento de volteo como la fuerza cortante, que actúan al nivel de desplante - Apéndice 1 - ; dicha suma, se afectó por un factor de carga de 1.1 :

$$(w + \Delta\sigma) F_c = (12 + 2.5)(1.1) = 16 \text{ t/m}^2$$

b) Capacidad de carga del suelo : Después de mejorado el suelo de cimentación y de haber comprobado (mediante la Prueba de Penetración estándar) que el número de golpes fue del orden de 30, puesto que con la vibroflotación se obtienen capacidades relativas de cuando menos el 70 %, el peso volumétrico del suelo será de cuando menos 1.9 t/m³ ; este resultado, aunado con la estimación del valor del ángulo de fricción interna del suelo ($\phi = 30^\circ$), permite el cálculo de la capacidad de carga del suelo :

si $\phi = 30^\circ$ $N_y = 22$, con lo cual :

$$q_u = 0.5 \gamma' B N_y = (0.5)(0.9 \text{ t/m}^3)(11 \text{ m})(22)$$

$$q_u = 109 \text{ t/m}^2$$

Por lo anterior, la evaluación de los factores de seguridad, tanto para las condiciones estáticas como para las dinámicas, resulta :

Para un tanque con altura $H=12$ m, radio $R=5.5$ m y que almacenará sustancias químicas con un peso específico de 1 ton/m^3 , se determinarán los efectos conexivos e impulsivos considerando que la aceleración del terreno asociada al sismo de diseño es $a_{\text{máx}}=0.06g$, esto es $\dot{u}_0=0.59 \text{ m/s}^2$

FORMULAS	RESULTADOS
<p>a) Propiedades de la analogía de Housner</p> $m_0 = m_t \frac{\tanh\left(\sqrt{3} \frac{R}{H}\right)}{\sqrt{3} \frac{R}{H}}$ <p>donde $m_t = \pi R^2 H \frac{\gamma}{g}$</p> $h_0 = \frac{3}{8} H$ $h_0' = \frac{3}{8} H \left[1 + \frac{4}{3} \left[\frac{\sqrt{3} \frac{R}{H}}{\tanh\left(\sqrt{3} \frac{R}{H}\right)} - 1 \right] \right]$ $m_1 = 0.46 \frac{m_t R}{H} \tanh\left(\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{H}{R}\right)$ $h_1 = H \left[1 - \frac{1}{\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{H}{R} \tanh\left(\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{H}{R}\right)} + \frac{1}{\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{H}{R} \sinh\left(\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{H}{R}\right)} \right]$ $h_1 = H \left[1 - \frac{\cosh\left(\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{H}{R}\right) - 3/16}{\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{H}{R} \sinh\left(\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{H}{R}\right)} \right]$ $\omega^2 = \frac{g}{R} \sqrt{\frac{27}{8}} \tanh\left(\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{H}{R}\right), \quad T = \frac{2\pi}{\omega}$ $T = \frac{2\pi/H/g}{\sqrt{1.6H/R \tanh(1.6H/R)}}$	<p>$m_0 = 96.78 \text{ t, } \text{kg}^2/\text{m}$</p> <p>$h_0 = 4.5 \text{ m}$</p> <p>$h_0' = 5.71 \text{ m}$</p> <p>$m_1 = 24.5 \text{ t, } \text{s}^2/\text{m}$</p> <p>$h_1 = 9.1 \text{ m}$</p> <p>$h_1 = 9.2 \text{ m}$</p> <p>$\omega^2 = 3.27 \text{ 1/seg}^2$</p> <p>$T = 3.47 \text{ seg}$</p>
<p>b) Efectos impulsivos</p> $F_I = m_0 \dot{u}_0$ $M \circ \begin{cases} M_{1W} = F_I h_0 \\ M_{1T} = F_I h_0' \end{cases}$	<p>$F_I = 56.9 \text{ t}$</p> <p>$M_0 = 325.1 \text{ t, } \text{m}$</p>

TABLA 5.2

<p>c) Efectos conectivos</p> $F_c = m_1 \omega^2 A_1$ $M_{cw} = F_c h_f$ $M_{ct} = F_c h_t$ $\theta_H = A_1 / R \sqrt{27/8} \tanh \sqrt{27/8} H/R = A_1 \omega^2 / g$ $D = \text{el mayor de: } \begin{cases} R \theta_H \\ 3/4 R \theta_H \frac{1}{1 - A_1 / R (R \omega^2 / g)^2} \end{cases}$	$F_c = 5.85 \text{ tf}$ <p>donde $A_1 = \frac{130}{\left(\frac{.33 \text{ g}}{.06 \text{ g}} \right)}$</p> <p>$A_1 = 0.24 = S_d$ se acepta este valor a pesar de que T. no es mayor que .4 seg.</p> $M_1 = 53.9 \text{ t m}$ $= 0.0244 \text{ rad}$ $D = 0.13 \text{ m}$
<p>d) Efectos combinados</p> $F = \sqrt{F_1^2 + F_c^2}$ $M = \sqrt{M_o^2 + M_1^2}$	$F = 57.24 \text{ tf}$ $M = 329.54 \text{ tf m}$
<p>Sobresfuerzo</p> $\Delta \sigma_{\max} = \frac{M}{I} R \quad \text{donde } I = \pi R^4 / 4$	$\Delta \sigma_{\max} = 2.52 \text{ tf / m}$
<p><i>Determinación de los efectos conectivos e impulsivos para uno de los tanques del proyecto; se incluye, además, el cálculo del sobresfuerzo máximo en el suelo de cimentación debido a la excitación sísmica sobre el tanque de almacenamiento.</i></p> <p style="text-align: center;">TABLA 5.2 (Concluye)</p>	

1) Estática :

$$FS = \frac{\text{RESISTENCIA}}{\text{ACCION}} = \frac{109 \text{ t/m}^2}{12 \text{ t/m}^2} = 9$$

2) Dinámica :

$$FS = \frac{\text{RESISTENCIA}}{\text{ACCION}} = \frac{109 \text{ t/m}^2}{14.5 \text{ t/m}^2} = 7.5$$

Como puede observarse, la cimentación tiene un margen de seguridad amplio contra la falla por resistencia al esfuerzo cortante del suelo, lo cual, garantiza que dicha cimentación sea estable durante su vida útil.

5.6.2 Cálculo de los asentamientos

El cálculo de los asentamientos de la cimentación del tanque, se anota en los párrafos siguientes; dicho cálculo, considero que la cimentación es flexible, ya que la plantilla sobre la cual descansa la base del tanque, está formada por una carpeta asfáltica de 10 cm de espesor.

a) Asentamientos inmediatos

El cálculo de los asentamientos inmediatos, considera como tirante el que se tenga en la condición estática más desfavorable, esto es, H = 12 m:

1) al centro del tanque :

$$\Delta H = w D \frac{1 - \mu^2}{E} I_f$$

donde :

$$E = 50 (N + 15)$$

$$N = 30 \text{ golpes (ppe)}$$

$$\mu = 0.35$$

así,

$$\Delta H = (12 \text{ t/m}^2) (11 \text{ m}) \frac{1 - (0.35)^2}{50(45) \text{ t/m}^2} (1) = 0.05 \text{ m} = 5 \text{ cm}$$

2) al borde del tanque (bajo el anillo de cimentación):

$$\Delta H = (12 \text{ t/m}^2) (11 \text{ m}) \frac{1 - (0.35)^2}{50(45) \text{ t/m}^2} (0.64) = 0.03 \text{ m} = 3 \text{ cm}$$

* con fines de simplificación, no se incluyó la alteración de resistencia bajo la acción sísmica

b) Asentamientos diferidos

El cálculo de los asentamientos diferidos considera como tirante el que se tenga al 70 % de la capacidad del tanque, con lo cual :

1) Al centro del tanque :

$$\Delta H = (0.7) (0.05 \text{ m}) = 0.035 \text{ m} = 3.5 \text{ cm}$$

2) Al borde del tanque :

$$\Delta H = (0.7) (0.032 \text{ m}) = 0.022 \text{ m} = 2 \text{ cm}$$

Como puede verse, la magnitud de los asentamientos es muy pequeña; esto era de esperarse, pues como se dijo en el Capítulo 3, la deformabilidad del suelo disminuye conforme dicho suelo sea más compacto.

5.6.3 Recomendaciones para diseño y construcción

a) Se realizarán las excavaciones que alojarán los anillos de cimentación hasta la profundidad del nivel freático, y con esto, dichos anillos tendrán una profundidad de desplante adecuada.

b) Se compactará por métodos superficiales el suelo del fondo de las excavaciones, pudiéndose usar para ello compactadores neumáticos del tipo "bailarinas" u otros similares.

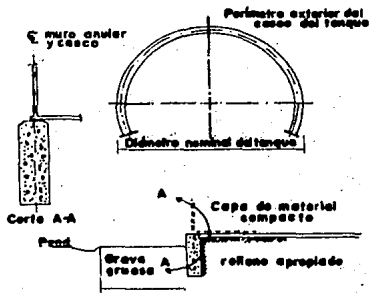
c) Se procederá al colado de los anillos perimetrales de cimentación, fig 5.19 . Los anillos serán de concreto hidráulico reforzado (resistente a la acción de los salitres), y con ello se desplantarán directamente en el fondo de las excavaciones realizadas

d) Se rellenará el espacio comprendido dentro de los anillos con el mismo material producto de las excavaciones, compactando en capas de 15 cm mediante bailarinas, hasta alcanzar un grado de 90 % de compactación respecto a la prueba próctor estándar

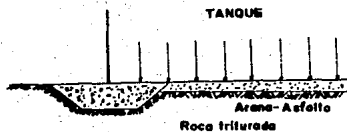
e) Se procederá a colocar, sobre el material de relleno y dentro de cada anillo, una cama de concreto asfáltico compactado y de 7.5 cm de espesor

f) Se construirán los tanques, descansando su base directamente sobre el anillo y la capa de concreto asfáltico, fig 5.20 .

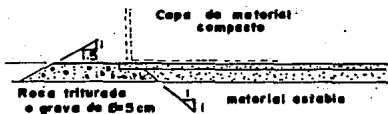
g) Una vez terminados de construir los tanques, se aprovechará la prueba hidrostática con el fin de verificar su estanquidad, y resistencia estructural, y para medir asentamientos. Las mediciones consistirán en nivelaciones de varios puntos localizados en la pared o base de cada tanque



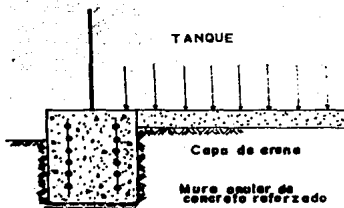
Recomendaciones para muros anulares de concreto



Típico muro anular de material granular



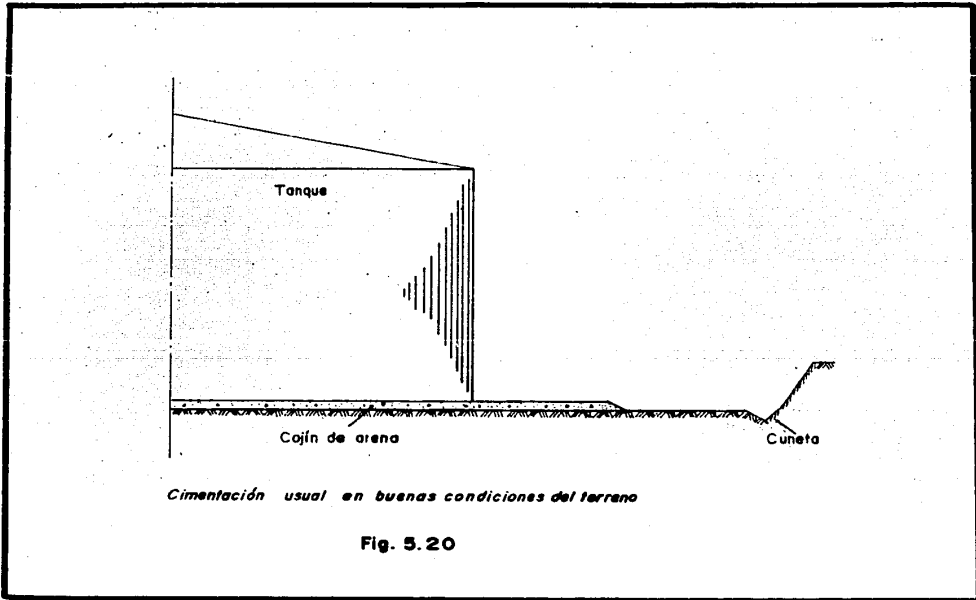
Recomendaciones para muros anulares de grava-arena



Típico muro anular de concreto reforzado

Cimentaciones a base de muros anulares

Fig. 5.19



n) Deberán instalarse juntas flexibles entre los tramos de tubería que comunicarán los tanques con las tomas de abastecimiento de los mismos.

CAPITULO

6

CAPITULO 6

CONCLUSIONES

La licuación de un suelo granular, es un proceso de pérdida temporal de resistencia al esfuerzo cortante, debido a una disminución de los esfuerzos efectivos provocada por incrementos acumulados de la presión en el agua; estos incrementos, se originan por la presencia simultánea de :

- 1) Una generación cíclica (o inclusive monotónica) de esfuerzos cortantes en la masa del suelo, y
- 2) Una disipación escasa de la presión en el agua.

además, durante el proceso, existe una correspondencia entre los incrementos de la presión en el agua y el estado de esfuerzos efectivos en la masa del suelo; así mismo, el proceso se verifica en condiciones practicamente no drenadas y da como resultado que el suelo sufra grandes deformaciones distorsionales.

El fenómeno se presenta en suelos granulares finos, uniformes, saturados y sueltos (las graduaciones uniformes y finas están asociadas con coeficientes de permeabilidad bajos); si éste tipo de suelos está además limitado por materiales con coeficientes de permeabilidad del mismo orden, o menores (limo o arcilla), entonces :

- a) el drenaje del estrato o depósito de que se trate, será más crítico, y
- b) se favorecerá la licuación de los suelos gruesos con tamaños de partículas mayores a los de una arena uniforme y fina.

El fenómeno de licuación depende de 2 conjuntos de Factores : a) Factores propios del suelo (que determinan las condiciones iniciales), y b) Factores dinámicos. Dentro de los primeros, son las granulometrías finas y uniformes, la baja compacidad relativa, la condición sumergida, el bajo estado de esfuerzos efectivos de confinamiento y el escaso drenaje del suelo, las que más lo favorecen; mientras que en el segundo grupo, son la magnitud y duración (en el caso de la excitación sísmica), y el valor de la amplitud, frecuencia y número de ciclos de esfuerzo cortante (para las cargas cíclicas y el oleaje), los que más influyen en su ocurrencia.

Las propiedades índice, mecánicas e hidráulicas de un suelo granular, son fundamentalmente función de su compacidad relativa.

Es una combinación crítica de los Factores que influyen en el fenómeno. la que determina que un suelo sufra licuación.

Al presentarse una excitación dinámica sobre un suelo de cimentación, no es necesario que la resistencia al esfuerzo cortante llegue a valer cero para ocasionar su falla, basta con que descienda al valor con que se le solicita, para ocasionar la inestabilidad de la estructura soportada.

Siendo los sismos el tipo de excitación dinámica que se presenta más comunmente en gran parte de la República Mexicana, por ser la causa más frecuente de licuación del suelo, y por considerarse que ellos tienen una ocurrencia aleatoria, un suelo que presente condiciones iniciales desfavorables (pero que a diferencia de lo que ocurre con los sismos, los cuales no son controlables, dichas condiciones iniciales se pueden mejorar), deberá ser mejorado antes de colocar sobre él una cimentación; con ello, se obtendrán 2 beneficios :

- 1) Mayor capacidad de carga y menores asentamientos del suelo, y
- 2) Menor susceptibilidad de que se presente la licuación o inestabilidad en él.

Complementando lo anterior, si se tiene un suelo arenoso, suelto y saturado, pero ubicado en una zona de baja sismicidad, y sobre él se requiere cimentar una estructura pesada, el mejoramiento del suelo con el solo fin de ganar capacidad de carga, también lo hará menos propenso a sufrir licuación, ya que la nueva estructura del suelo, será más resistente a los esfuerzos cortantes.

Es deseable también, que el proyecto ingenieril se complemente con un estudio de riesgo sísmico con el fin de fijar :

- 1) los criterios de análisis y diseño del sistema cimentación-estructura, y
- 2) en su caso, con base en un estudio detallado de mecánica de suelos, el procedimiento para mejorar el suelo.

ello servirá para cumplir óptimamente con los requisitos de Seguridad, Economía y Funcionalidad, inherentes a las Obras de Ingeniería.

La aplicación práctica de los modelos analíticos de evaluación del potencial de licuación no se ha generalizado, debido, por un lado, a que la determinación del comportamiento Esfuerzo-deformación-tiempo del suelo que se utiliza en los modelos, requiere de

equipo sofisticado de medición, y por otro, porque sus resultados son aproximados.

La evaluación por criterios empíricos también es aproximada, pero aceptable, y tiene la ventaja de ser más rápida y de requerir únicamente información típica de los sondeos (esto es su atractivo cuando los datos de campo son limitados, tal como en el caso tratado en el Capítulo 5), y en el caso del método simplificado de Seed, de la Regionalización Sísmica vigente; por ello es que la evaluación del potencial de licuación sea principalmente empírica, pero que da resultados útiles para fines preliminares, pues a menudo, en Mecánica de Suelos, el ingeniero debe tener una idea del orden de magnitud del problema que trata, y evaluar el potencial de licuación de un suelo no es la excepción, y es aquí donde interviene lo que se conoce como "Juicio Ingenieril" en la interpretación de los resultados de aplicar los métodos.

Cuando se usa el método simplificado de Seed para evaluar el potencial de licuación de un suelo, las compactidades relativas a lo largo del perfil estratigráfico en el sitio, así como la aceleración máxima del terreno durante una excitación sísmica, juegan un papel muy importante, y por lo tanto, se deberá poner especial atención en su determinación.

Si la información de un sondeo indica que el perfil estratigráfico en un sitio ubicado en una zona activa sísmicamente, está constituido por arenas finas, uniformes, saturadas, y ellas ofrecen poca resistencia a la penetración estándar, entonces el suelo tendrá una alta potencialidad a la licuación, siendo la compactación una alternativa de mejoramiento de su capacidad de carga, así como de su disminución de propensión al fenómeno.

Cuando se justifica mayor precisión en la evaluación de potencial de licuación del suelo, será necesario realizar ensayos complementarios (pruebas triaxiales cíclicas, de corte cíclico, ya sea simple o bidireccional; y posiblemente, de análisis de respuesta del terreno por métodos artificiales, tales como los geofísicos), con el fin de obtener información más detallada que permita emitir un dictamen definitivo.

Eliminar por completo el riego de licuación de un estrato, significaría, cambiarlo por otro que satisfaga los requisitos del proyecto, siendo esto posible, si el estrato licuable fuera superficial y de espesor reducido. Sin embargo, en muchos casos los espesores iniciales del suelo no son favorables y entonces se tiene que hacer uso de otras alternativas, ya no para eliminar el

problema, sino para disminuir sus efectos.

Una forma práctica de disminuir el riesgo de licuación y mejorar la capacidad de carga de un suelo granular suelto, es utilizar métodos de compactación, los cuales conducen a una estructura más cerrada del suelo, mejorando sus propiedades índice, mecánicas e hidráulicas. Sin embargo, en ocasiones resulta incosteable su empleo, sobre todo, cuando se tienen grandes volúmenes de suelo por compactar, siendo útil en este caso, el empleo de drenes verticales de grava, que si bien no mejoran sustancialmente las propiedades mecánicas del suelo, si favorecen el drenaje; aunque se tiene poca experiencia en su uso.

La experiencia indica que, en general, los métodos de mejoramiento del suelo con los cuales se obtienen mejores resultados y que por consiguiente tienen mayor aplicación son:

- a) Compactación por medio de vibroflotación
- b) Compactación por medio de explosivos
- c) Pilotes de compactación

Se debe tener pleno conocimiento y conciencia en el manejo de estos métodos, ya que su empleo no se puede generalizar; antes bien, presentan ciertas limitantes que dependen de las condiciones del suelo restringiendo su uso y los resultados deseados.

Así por ejemplo, los explosivos y la vibroflotación, se utilizan en suelos que tengan un máximo de 20 % de finos, mientras que los pilotes de compactación son más efectivos para esta condición, e incluso, cuando el porcentaje de finos es mayor que el 20 %, pero son aventajados por los primeros en cuanto a la profundidad de aplicación. Por otro lado, para suelos saturados se logra un mejor tratamiento por medio de explosivos y los pilotes de compactación, y con éstos últimos y la vibroflotación, se consigue una compactación más uniforme.

La economía y rapidez de uno u otro método dependerá de los requerimientos del proyecto y de las condiciones del lugar, así como las características y propiedades del suelo.

Compactar suelos susceptibles a licuación implica inversiones previas a la construcción de los elementos estructurales de la cimentación, permitiendo que ésta sea ahora del tipo superficial. Así mismo, cimentar a profundidad no requiere de tratamiento previo al suelo, pero sí de un diseño que tome en cuenta los

elementos mecánicos que, durante y después de la licuación, se generan en ella, siendo aquí el factor económico, el que principalmente condiciona el tratamiento o no del suelo, y el comportamiento mecánico de éste, influye en la elección de la cimentación.

A P E N D I C E

1

APENDICE 1

DESCRIPCION DE LA ANALOGIA MECANICA DE HOUSNER

Se ha observado el comportamiento de un líquido contenido en un tanque, cuando a éste último se le excita con una aceleración horizontal en su base. La parte superior del líquido sufre desplazamientos relativos respecto al tanque, los cuales disminuyen en la parte inferior de éste último; así, el comportamiento dinámico del líquido prácticamente gobierna la respuesta dinámica del sistema tanque-líquido.

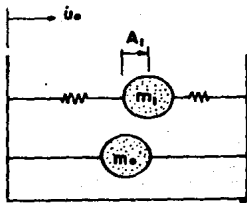
Para fines analíticos, es más conveniente representar al sistema tanque-líquido a través de una analogía mecánica, que tratarlo como un cuerpo continuo deformable. De lo anterior, el modelo más común para estudiar la respuesta dinámica de dicho sistema, es el propuesto por Housner, (Douglas P., Clough, 1977); el cual discretiza la masa total del líquido en 2 partes, y a cada una le asocia una respuesta dinámica; fig A.1 .

- a) La masa m_0 , representa al líquido que se encuentra en la parte inferior del tanque, y se supone que ella está limitada en todas direcciones por un recipiente muy rígido, por lo cual, su respuesta dinámica depende, de manera directa, de la aceleración que "impulsa" a la base del tanque, por ello se dice que m_0 tiene una RESPUESTA IMPULSIVA.
- b) La masa m_1 , representa al líquido que se encuentra en la parte superior del tanque, y se considera que su superficie está libre de restricción, y por lo tanto, ésta puede deformarse, por lo que su respuesta dinámica depende de la velocidad de flujo que se verifica en dicha superficie, la cual a su vez se origina por la aceleración de la base del tanque. Se dice pues, que m_1 tiene una RESPUESTA CONECTIVA.

A partir de la discretización que se hace respecto a la masa del líquido, Housner, 1949, obtiene las expresiones para calcular la distribución dinámica de presiones en algún punto dentro del líquido. Se obtienen pues, 2 tipos de distribuciones: 1) La impulsiva, y 2) La conectiva; de la integración de ambas a través de toda la interface líquido-casco (pared mojada), se obtienen las fuerzas y momentos de volteo que actúan sobre las paredes y piso del tanque.

Para diseñar el casco, se determinan los esfuerzos que actúan sobre él, y para ello, se toma en cuenta únicamente el momento de volteo sobre el casco, así como el que actúa en el piso del tanque.

En los siguientes 2 incisos, se presenta la manera de cómo se obtienen las distribuciones dinámicas de presión, tanto conectivas como impulsivas. De su integración, se conocerán las fuerzas y momentos de volteo que actúan sobre las paredes y piso del tanque, y con base en ellos, se analizó por sismo la cimentación del tanque del Capítulo 5. Así mismo, en dichos



Analogía mecánica

Fig. A.1

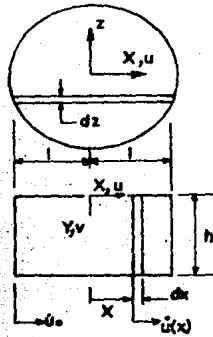
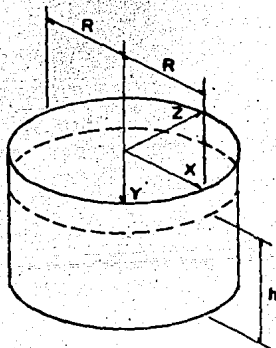


Lámina de líquido de dimensiones $2l \times h \times dx$

Fig. A.3



Tanque circular rígido lleno a una altura h con líquido incompresible

Fig. A.2

incisos se discuten tanto las consideraciones cinemáticas hechas, así como las limitaciones de la aplicación de los resultados.

A.1 PROCEDIMIENTO PARA OBTENER LOS EFECTOS IMPULSIVOS

Considérese un tanque circular de radio R , con paredes y piso rígidos y lisos, conteniendo un líquido incompresible de densidad ρ , el cual alcanza un tirante h . El sistema de referencia se ha colocado según se muestra en la fig A.2 .

Quando la base del tanque se excita con una aceleración horizontal en la dirección del eje x , \ddot{u}_0 (aceleración impulsiva), dicha aceleración produce en el líquido una aceleración con componentes en la dirección de los ejes x e y , (\ddot{u} y \ddot{v} , respectivamente), pero no en la dirección del eje z , (esto es, $\ddot{w} = 0$), Jacobsen, 1949 .

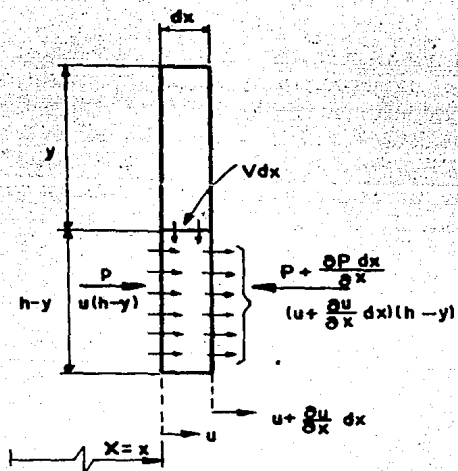
El comportamiento dinámico de una franja diferencial de líquido con espesor unitario, y paralela al plano x - y , fig A.2 , se obtiene de manera independiente a las demás franjas, y este resultado se generaliza a toda la masa líquida. En lo sucesivo, se analiza el comportamiento dinámico de la masa líquida.

Imagine que se han insertado laminillas verticales, rígidas y sin masa, en forma paralela al eje x , separadas unas de otras por la distancia dz . En estas circunstancias, la aceleración impulsiva, \ddot{u}_0 , solamente produce el movimiento del agua en el plano x - y , y por lo tanto, $\ddot{w} = 0$, con lo cual, el espaciamiento entre las laminillas permanece constante.

Considere ahora una franja de líquido de espesor dz , fig A.3 ; dicha lámina se limita :

- a) en el eje x , por los valores $\pm l$ (paredes del tanque)
- b) en el eje y , por la cota $y = h$ (piso del tanque)
- c) en el eje z , por las laminillas rígidas ya mencionadas.

Si a la base del tanque se le excita con una aceleración horizontal, \ddot{u}_0 , en la dirección del eje x , en el líquido se producen las aceleraciones \ddot{u} y \ddot{v} , en direcciones de los ejes x e y , respectivamente. En este momento, Housner hace la hipótesis clave : La componente de la velocidad del líquido en dirección horizontal, u , es independiente de la velocidad del líquido en la coordenada y ; con esta simplificación, y aplicando la 2a Ley de Newton, así como la ecuación de continuidad, se obtiene la ecuación de movimiento en dirección vertical para el líquido limitado por un elemento de espesor dx , fig A.4 , el cual pertenece a la franja diferencial de la fig A.3 . A partir de esta ecuación de movimiento, se calcula la distribución dinámica de presiones que actúa sobre cualquier intervalo de niveles a lo largo del tirante h . Esta distribución también se calcula para cualquier posición sobre el eje x , esto es, $x = X$, fig A.4 . Note que la distribución de la figura anterior, se expresa de manera general como una función de una derivada parcial de la aceleración del líquido, \ddot{u} , con respecto a x , y que la derivada se evalúa en $x = X$.



Elementos de la figura A.3

Fig. A. 4

Como todos los elementos dentro de cada franja diferencial son semejantes, la aplicación de la 2a Ley de Newton permite obtener la ecuación de movimiento del líquido en la dirección del eje x . Si se establece la condición de frontera consistente en que la aceleración del líquido en la pared del tanque es $\ddot{U} = \ddot{U}_0$ al resolver la ecuación de movimiento del agua, se obtiene una expresión para las aceleraciones del líquido, \ddot{U} , como función de x ; su derivada parcial respecto de x , se combina con la expresión de la distribución dinámica de presiones sobre cualquier intervalo a lo largo del tirante h y en el punto $x = X$; esto permite calcular la distribución dinámica de presiones impulsivas en todo el volumen de la franja líquida.

Puesto que la franja se eligió arbitrariamente, el resultado anterior es válido para todas las franjas.

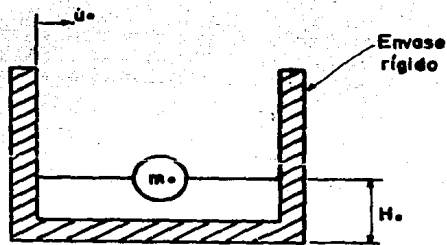
Finalmente, Housner resumió sus resultados en expresiones que están en función de las coordenadas cilíndricas: r , y y θ . Si en estas expresiones se hace $r = R$ (radio del tanque), se obtiene la expresión de la distribución dinámica de presiones sobre las paredes del tanque a cualquier profundidad y ; de igual manera, si se hace $y = h$, la expresión resultante determina la distribución dinámica de presiones en cualquier punto del piso del tanque. Así, la fuerza impulsiva resultante que actúa perpendicularmente sobre las paredes del tanque, se obtiene integrando las presiones que en ella actúan; de igual manera, el momento de volteo impulsivo se puede obtener integrando las contribuciones diferenciales de momento, debidas éstas a las fuerzas impulsivas aplicadas perpendicularmente sobre las paredes del tanque. De lo anterior, es evidente que las fuerzas y momentos impulsivos son directamente proporcionales a la aceleración horizontal que excita la base del tanque, \ddot{U}_0 , el radio del tanque, R , y el tirante del líquido, H .

Los efectos resultantes de las presiones impulsivas, se pueden simular considerando que una parte de la masa líquida, m_0 , está rigidamente acoplada al tanque, fig A.5. Conociendo la fuerza impulsiva y la aceleración horizontal en la base del tanque, se puede calcular la expresión que permite obtener m_0 a partir de la 2a Ley de Newton; así mismo, la altura del centro de gravedad de m_0 , se calcula como el cociente entre el momento de volteo impulsivo y la fuerza lateral impulsiva. Cabe aclarar que el valor del momento de volteo impulsivo depende de tomar o no en cuenta las presiones que actúan en el piso del tanque; si ellas no se consideran, la altura a la cual estará m_0 , se denota como h_0 , y en caso contrario, como h_0^* . En cualquier caso, Housner presenta las expresiones para calcularlas (ellas se anotan al final de este apéndice).

Las cantidades m_0 , h_0 y h_0^* modelan en la analogía mecánica de Housner, los efectos de la presión impulsiva en el líquido.

A.2 APROXIMACION A LOS EFECTOS CONECTIVOS

Al igual que las presiones impulsivas, las presiones conectivas también se incrementan conforme lo hace la aceleración del líquido. Las aceleraciones conectivas se deben tanto a la



$H_1 = h_1$ si las presiones en el fondo del tanque no se incluyen en el cálculo

$H_2 = h_2$ si las presiones en el fondo se incluyen

Elementos de la analogía mecánica de Housner que modela los efectos de la presión impulsiva.

Fig. A.5

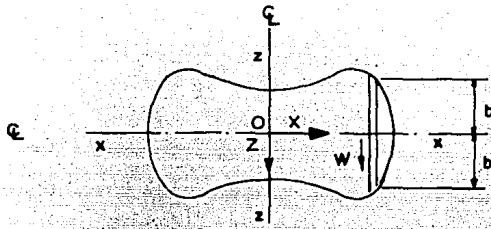
respuesta oscilatoria del líquido como a la excitación horizontal en la base del tanque. Una vez obtenida esa respuesta, se pueden calcular las presiones conectivas. Se comenzará primeramente con la obtención de la respuesta conectiva del líquido.

La modelación matemática rigurosa del problema, requiere determinar una función potencial de velocidades en el líquido, la cual satisfaga la ecuación de Laplace. Housner modela el problema desde un punto de vista físico al imponer restricciones a los desplazamientos del líquido, y esto le sirve para obtener la respuesta oscilatoria del líquido. A continuación se trata con el movimiento del líquido así restringido.

Considere que el líquido oscilante se representa por un conjunto de "estratos" limitados entre sí por laminillas rígidas y sin masa, las cuales permiten a cada "estrato" rotar libremente respecto a un eje perpendicular al eje z , fig A.6; ellas a su vez, mantienen con un valor constante el volumen que contienen, incluso durante la rotación. La distribución de velocidades en el líquido contenido entre dos laminillas se determina por la distribución de velocidades angulares a lo largo de las laminillas. Nótese que el movimiento curvilíneo de los extremos de las laminillas, será mayor conforme el "estrato" esté a mayor altura respecto a la base del tanque; además, la distribución vertical de velocidades de los elementos líquidos contenidos entre las laminillas, dependerá de sus coordenadas sobre el eje x , así como de la velocidad angular de las laminillas, y será independiente de la coordenada z ; así mismo, la velocidad del líquido en el eje x también es independiente de la coordenada z . Tomando en cuenta ahora el significado de las literales en las figs A.6 y A.7, se tiene que el líquido contenido en el elemento diferencial de longitud $2b$, altura dy y ancho dx , se mueve con una velocidad horizontal igual en valor con la velocidad vertical. Con base en esto, la energía cinética de cualquier "estrato" líquido se expresa en términos de las velocidades absolutas y relativas de las laminillas que lo confinan; así mismo, la energía cinética total del líquido en oscilación, se expresa en términos de una función incógnita $\theta(y)$, que describe la variación de la rotación angular de las laminillas a cualquier cota sobre el eje vertical (eje y).

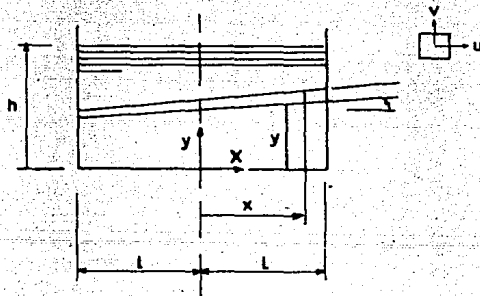
De igual manera que con la energía cinética, la energía potencial máxima que alcanza el líquido en oscilación, se expresa en términos del desplazamiento angular "pico" de la superficie libre del líquido, $\theta = \theta(y = h)$. Igualando la energía potencial a la energía cinética y considerando el principio variacional de Hamilton, se obtienen las ecuaciones de Lagrange que representan el movimiento del líquido. Éstas últimas permiten obtener la frecuencia natural de la respuesta oscilatoria del líquido, ω , así como una formulación explícita para la función $\theta(y)$, con lo cual, la respuesta oscilatoria del líquido quedará completamente descrita.

Al igual que en el caso impulsivo, las fuerzas y los momentos de volteo debidos a las distribuciones dinámicas de presiones conectivas, se obtienen de la integración de éstas últimas sobre las paredes del tanque.



Plano

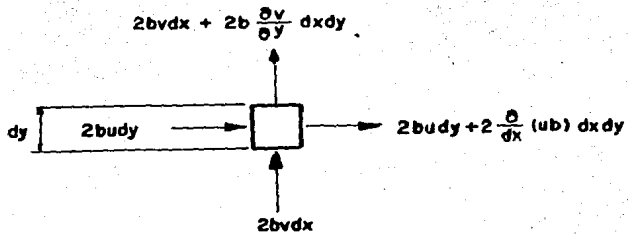
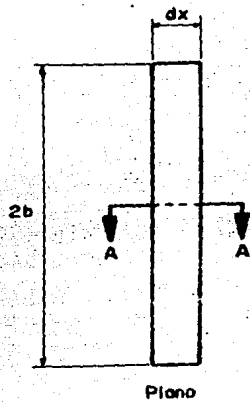
Membrana rígida



Sección

($l = R$ Para tanques cilíndricos)

Fig. A.6



Sección A-A

Diagrama de cuerpo libre de un elemento de líquido

Fig. A.7

Por otro lado, para obtener la masa equivalente, m_1 , que oscila según la expresión

$$A = A_1 \sin(\omega t)$$

donde:

A_1 = desplazamiento horizontal de la masa efectiva, fig A.8

ω = frecuencia natural de la respuesta oscilatoria

así como la relación entre la amplitud del movimiento oscilatorio de la masa m_1 , denotado como A , y el desplazamiento angular "pico", θ , de la superficie idealizada del líquido, fig A.9, se considera para la masa líquida oscilante, tanto el principio de D'Alembert como la expresión de la energía cinética.

En la fig A.8 se puede apreciar la masa efectiva m_1 que está suspendida por resortes entre las paredes del tanque; dichos resortes tienen una constante de rigidez igual a $k = m\omega^2$, donde m = masa total del líquido contenido en el tanque.

La altura a la que están acoplados los resortes a las paredes del tanque, se obtiene como el cociente entre el momento de volteo conectivo "pico" y la fuerza lateral conectiva "pico". Esta altura se denota como h_1 cuando el momento de volteo no incluye los efectos de la presión que actúa sobre el piso del tanque; y se denotará como h_1^* en caso contrario.

Las cantidades m_1 , h_1 , h_1^* y ω modelan en la analogía mecánica de Housner, la oscilación del líquido; y la aplicación de la analogía es válida para pequeños desplazamientos de la superficie del líquido. Al respecto, Housner afirma que un desplazamiento es pequeño si es menor que $H/10$, donde H es el tirante del líquido dentro del tanque. Además, que la magnitud de las cantidades, y por ende, los efectos que ellas ocasionan, son aproximados.

A.3 APLICACION DE LA ANALOGIA MECANICA DE HOUSNER

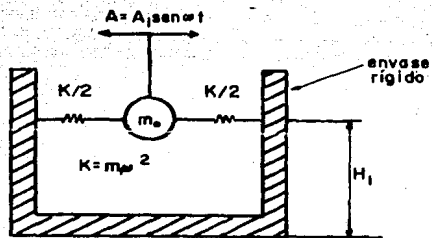
La fig A.9 resume la analogía mecánica de Housner consistente en 2 masas sujetas a las paredes del tanque de diferente manera, y que al ser excitadas con una aceleración horizontal, a_0 , reproducen el comportamiento dinámico del sistema tanque-líquido, cuando a éste último se le ha idealizado en su forma de movimiento. La analogía está caracterizada por los elementos siguientes:

m_0 = masa del líquido con comportamiento impulsivo

m_1 = masa del líquido con comportamiento conectivo

h_0 y h_1 = altura donde se encuentra m_0 y m_1 , respectivamente; su valor se considera cuando sólo se incluyen efectos de la aceleración del agua sobre las paredes del tanque.

h_0^* y h_1^* = altura donde se encuentra m_0 y m_1 , respectivamente; su valor se considera cuando se incluyen efectos de la aceleración del agua, tanto en paredes como en el piso del tanque.

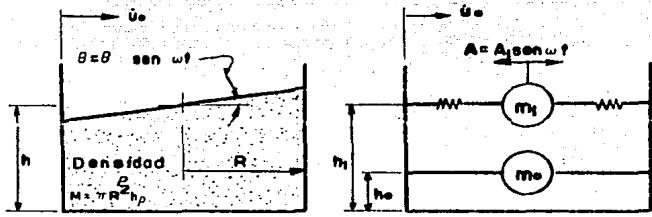


$H_1 - h_1$ si las presiones en el fondo del tanque no se incluyen en el cálculo

$H_1 - h_1$ si las presiones en el fondo se incluyen

Elementos de la analogía mecánica de Housner que modela los efectos de la presión conectiva.

Fig. A.8



Sistema idealizado

Analogía mecánica



Fig. A.9

w = frecuencia natural

El comportamiento de la masa m_0 ante la aceleración \dot{u}_0 , modela el efecto de la presión impulsiva en un tanque circular rígido; de igual manera, la masa m_1 , al ser excitada por u_0 , sufre una oscilación libre descrita por $A = A_1 \text{ sen}(wt)$, (donde A = deformación máxima del resorte y t = tiempo); dicha oscilación semeja a la máxima rotación angular, θ_{11} , de la superficie del líquido en el sistema tanque-líquido idealizado, fig A.9. Así, m_1 oscila entre las paredes del tanque a la altura h de acuerdo a la expresión anterior, y sus efectos sobre las paredes modelan la respuesta oscilatoria de la superficie del líquido en el sistema tanque-líquido, descrita ésta última por la expresión :

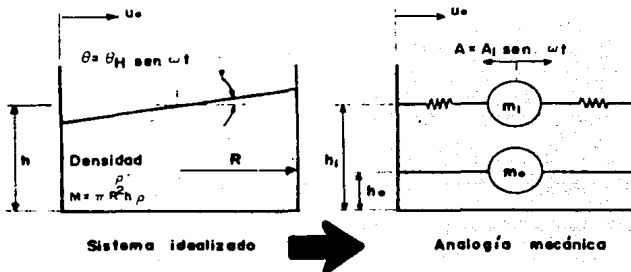
$$\theta = \theta \text{ sen}(wt) .$$

La tabla A.1 resume las ecuaciones que definen las propiedades de la analogía mecánica de Housner en terminos del sistema tanque-líquido idealizado en su respuesta a \dot{u}_0 ; así mismo, la tabla A.2 presenta las ecuaciones que definen la respuesta dinámica del sistema idealizado, en terminos de la respuesta dinámica de la analogía mecánica de Housner. Cabe mencionar que para el cálculo de esta respuesta, es necesario tener como datos a la aceleración horizontal máxima a la cual se excita la base del tanque, \dot{u}_0 , y la deformación máxima, A_1 , de los resortes que sujetan la masa m_1 .

Por otra parte, la frecuencia de oscilación de la superficie del agua dentro de tanques de diferentes alturas y radios, generalmente es pequeña (Tabla A.3), ello da períodos naturales mayores a los de estructuras comunes para edificios; así mismo, el amortiguamiento de la oscilación del líquido también es pequeño (1 a 3 % del crítico). Es por ello que esas características distinguen la respuesta de un oscilador líquido en comparación con las respuestas de estructuras elásticas típicas, por cierto muy comunes en los análisis sísmicos, pues ellas tienen períodos naturales del orden de 2 segundos, así como amortiguamientos del 5 al 10 % del crítico.

En la práctica ingenieril, el problema de interés es la predicción de las cargas sísmicas sobre la estructura y su cimentación que ocasiona un sismo de diseño. Típicamente, tal excitación sísmica se describe por un espectro de respuesta, por lo cual, es útil contar de antemano con él; sin embargo, si no se calculó dicho espectro, se considerará para diseño un espectro hipotético; para ello puede usarse el presentado en la fig A.10 propuesto por Newmark y Rosenblueth, el cual está basado en los valores de la respuesta máxima del terreno para un sismo dado. De esta alternativa, cabe hacer algunos comentarios:

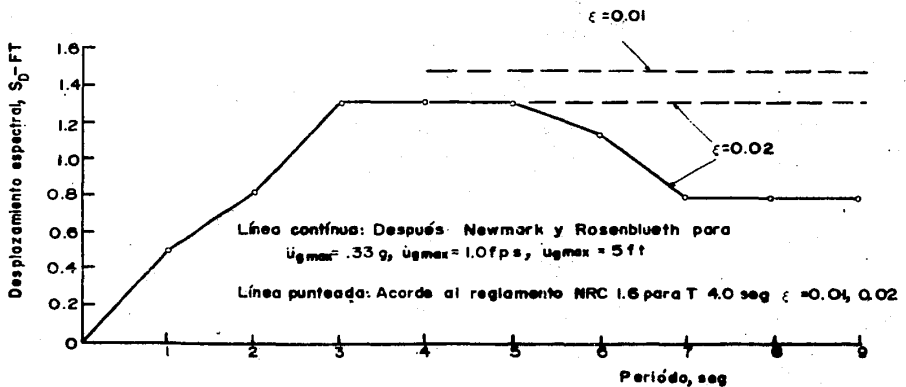
Los espectros de respuesta comunes, sólo son precisos para predecir ciertas características del comportamiento dinámico de estructuras comunes, debido a que se calcularon con el propósito específico de que sirvan a los diseñadores de edificios; pero para predecir las correspondientes características del



ELEMENTO IMPULSIVO	
$m_0 = \rho \pi R^2 h$	$\frac{\tanh(\sqrt{3} \frac{R}{h})}{\sqrt{3} \frac{R}{h}}$
$h_0 = \frac{3}{8} h$	
$h_0^* = \frac{3}{8} h$	$\left[1 + \frac{4}{3} \left(\frac{\sqrt{3} \frac{R}{h}}{\tanh \sqrt{3} \frac{R}{h}} - 1 \right) \right]$
ELEMENTO CONECTIVO	
$m_1 = 0.46 \frac{mR}{h} \tanh \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R}$	
$h_1 = h \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} \tanh \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R}} + \frac{1}{\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} \operatorname{senh} \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R}} \right)$	
$h_1 = h \left(1 - \frac{\cosh \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} - \frac{31}{16}}{\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} \operatorname{senh} \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R}} \right)$	
$\omega^2 = \frac{g}{RV} \sqrt{\frac{27}{8}} \tanh \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R}$	

Ecuacones que definen las propiedades de la analogía mecánica de Housner (en términos de las propiedades del sistema idealizado)

TABLA A.1



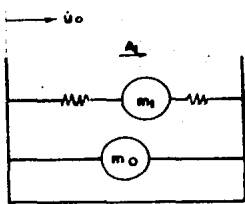
Espectro de respuesta de diseño para las características asociadas al movimiento máximo del terreno

Fig. A.10

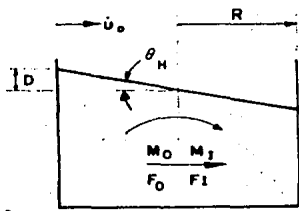
comportamiento dinámico en estructuras con bajos porcentajes de amortiguamiento crítico y bajas frecuencias naturales, no son apropiados. Por este motivo, la Nuclear Regulatory Commission, 1973, aconseja que el espectro de respuesta para fines de diseño, sea modificado, y así se efectue una correcta predicción de la respuesta oscilatoria del sistema tanque-líquido. Particularmente, dicha Comisión sugiere que en el espectro de respuesta para desplazamientos se considere constante a la amplitud de desplazamiento espectral sólo si el período natural del sistema tanque-líquido, T , sea mayor que 4 segundos. Esta modificación se representa por las líneas punteadas de la fig A.10, y son válidas sólo para 2 porcentajes de amortiguamiento crítico, así como para el espectro de respuesta para desplazamientos propuesto por los autores arriba mencionados. Calculado el valor del período natural T (con la expresión respectiva de la Tabla A.2, se entra al espectro de respuesta de la fig A.10 (el cual está asociado con $\zeta_0 = 0.33g$), y se obtiene el correspondiente valor del desplazamiento "pico", $S_d = A$. Con A_1 y u_0 , las expresiones de la Tabla A.2 permiten calcular : el desplazamiento vertical máximo de la superficie del líquido dentro del tanque, D , y las fuerzas dinámicas debidas a las respuestas conectiva e impulsiva del líquido, así como sus respectivos momentos de volteo sobre la cimentación.

La forma de proceder cuando si se haya calculado previamente el espectro de respuesta para desplazamientos, es semejante.

Si se toman en cuenta las propiedades de la analogía mecánica de Housner presentada para diferentes radios y alturas (Tabla A.3), así como el espectro de respuesta para desplazamientos presentado en la fig A.10, se obtiene como resultado la Tabla A.4, en la cual puede verse que los desplazamientos verticales máximos, D , de la superficie del líquido, son menores que $H/10$, lo cual indica que la aproximación al valor de los elementos mecánicos es razonable; ello es debido a que en la representación del comportamiento dinámico del líquido sólo se consideró su primer modo de oscilación, pues los demás influyen de manera insignificante en dicho comportamiento dinámico.



Analogía mecánica



Sistema idealizado

EFFECTOS IMPULSIVOS

$$\left. \begin{aligned} F_I &= m_0 \dot{u}_0 \\ M_{IW} &= F_I h \\ M_{IT} &= F_I h_0 \end{aligned} \right\} M_0$$

EFFECTOS CONECTIVOS

$$\left. \begin{aligned} F_c &= m_1 \omega^2 A_1 \\ M_{cW} &= F_c h_1 \\ M_{cT} &= F_c h_0 \end{aligned} \right\} M_1$$

$$\theta_H = \frac{A_1}{R} \sqrt{\frac{27}{B}} \tanh \sqrt{\frac{27}{B}} \frac{h}{R} = A_1 \frac{\omega^2}{g}$$

$$D = \text{la mayor de } \begin{cases} R \theta_H \\ \frac{3}{4} R \theta_H \left[\frac{1}{1 - \frac{A_1}{R} \left(\frac{R \omega^2}{g} \right)^2} \right] \end{cases}$$

COMBINACION DE EFFECTOS

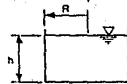
$$F = \sqrt{F_I^2 + F_c^2}$$

$$M = \sqrt{M_0^2 + M_1^2}$$

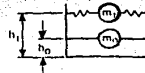
Ecuaciones que definen la respuesta del sistema idealizado (en términos de la respuesta de la analogía mecánica de Housner)

TABLA A.2

R (FT.)	h (FT.)	m_1^2 (LB-SEC ² /FT.)	h_c (FT.)	m_1^2 (LB-SEC ² /FT.)	h_1 (FT.)	ω (RAD/SEC)	T SEC
5.0	25.0	3.36×10^3	9.38	3.50×10^2	22.0	3.44	1.83
10.0	50.0	2.93×10^4	18.75	2.80×10^3	44.0	2.43	2.58
20.0	60.0	1.32×10^5	22.50	2.34×10^3	49.2	1.72	3.65
30.0	60.0	2.66×10^5	22.50	7.55×10^4	44.5	1.40	4.48
40.0	60.0	4.15×10^5	22.50	1.78×10^4	40.8	1.21	5.19
50.0	60.0	5.66×10^5	22.50	3.42×10^5	38.2	1.08	5.85
60.0	60.0	7.13×10^5	22.50	5.75×10^5	36.3	0.97	6.49
70.0	60.0	8.55×10^5	22.50	8.82×10^5	35.0	0.88	7.14
80.0	60.0	9.92×10^5	22.50	1.26×10^6	34.0	0.81	7.79
90.0	55.0	9.50×10^5	20.60	1.65×10^6	30.0	0.73	8.62
100.0	50.0	8.77×10^5	18.80	2.03×10^6	26.6	0.66	9.59
110.0	45.0	7.83×10^5	16.90	2.37×10^6	23.5	0.58	10.70
120.0	41.0	7.09×10^5	15.40	2.69×10^6	21.2	0.52	12.00
130.0	38.0	6.60×10^5	14.20	3.02×10^6	19.4	0.47	13.30



Sistema idealizado



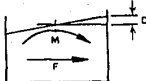
Analogía mecánica

Propiedades de la analogía mecánica de Housner para un rango de tanques típicos llenos con líquido de peso específico unitario.

TABLA A.3

CARGAS IMPULSIVAS		CARGAS CONECTIVAS		CARGAS TOTALES*		
F LBS.	^N FT-LBS.	F ^C LBS.	^M FT-LBS.	F	M	D
3.92×10^4	3.68×10^5	3.23×10^3	7.20×10^4	3.94×10^4	3.74×10^5	2.27
8.14×10^5	5.08×10^6	1.08×10^4	8.27×10^5	3.14×10^5	5.94×10^6	2.48
1.41×10^6	3.18×10^7	8.75×10^4	4.30×10^6	1.42×10^6	3.21×10^7	2.42
2.05×10^6	6.40×10^7	7.23×10^7	9.92×10^6	2.06×10^6	6.48×10^7	2.75
4.45×10^6	1.00×10^8	3.91×10^5	1.60×10^7	4.46×10^6	1.01×10^8	2.73
6.97×10^6	1.26×10^8	5.92×10^5	2.26×10^7	6.10×10^6	1.38×10^8	2.69
7.64×10^6	1.71×10^8	8.08×10^6	2.94×10^7	7.69×10^6	1.71×10^8	2.62
9.17×10^6	2.06×10^8	1.04×10^6	3.59×10^7	9.22×10^6	2.09×10^8	2.53
1.06×10^7	2.39×10^8	1.23×10^6	4.19×10^7	1.07×10^7	2.43×10^8	2.43
9.40×10^6	1.76×10^8	1.31×10^6	3.48×10^7	9.49×10^6	1.80×10^8	2.00
8.39×10^6	1.42×10^8	1.22×10^5	2.86×10^7	8.48×10^6	1.44×10^8	1.75
7.60×10^6	1.17×10^8	1.11×10^6	2.34×10^7	7.68×10^6	1.19×10^8	1.53
7.07×10^6	1.01×10^8	1.01×10^4	1.97×10^7	7.14×10^6	1.03×10^8	1.35

*Nota: Las cargas totales se obtienen de la combinación de los efectos impulsivos y conectivos a partir de las ecuaciones de la tabla A.2.



Cargas sísmicas en tanques, según se muestran en la Fig. A.3, debido a la excitación indicada en la Fig. A.10, predichas de acuerdo a la Analogía Mecánica de Housner

TABLA A.4

REFERENCIAS

REFERENCIAS

Arenas, D.A., 1980, "Licuación de arenas en Chiapa de Corzo, Chiapas" X Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Tomo 1, p. 170 Morelia, Michoacán, México.

Argüelles, I. R., 1975, "El Fenómeno de Licuación de Arenas" Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Bronch, J.T., 1973, "Mechanical Vibration and Shock Measurements" Bruel & Kjaer, Holland.

Brown, R.E.; and Glen, A.J., 1976, "Vibration and Terra-Probe Comparison" JGED, ASCE Vol. 102, No. GT10, Proc. Paper 12498, Oct., pp. 1059 - 1072.

Caquot, A.; and Kerisel, J., 1966, "Traite de Mechanique des Sols" Gauthiers, Villars, editeurs.

Comisión Federal de Electricidad, 1981, "Manual de Diseño de Obras Civiles" Estructuras, C.1.3., Diseño por Sismo, México.

Comisión Federal de Electricidad, 1981 "Manual de Diseño de Obras Civiles" Estructuras, C.2.5., Tanques y Depósitos, México.

Covarrubias, S., 1970, "Un criterio para establecer la susceptibilidad de licuación de suelos granulares." V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, pp. 99 - 101, México.

D Appolonia, E.; Miller, C.E.; and Ware, T.M., 1955, "Sand Compaction by Vibroflotation"

DeAlba et al., 1976, "Sand Liquefaction in Large-Scale Simple Shear Tests" JGED, ASCE Vol. 102, No. GT9, pp. 909 - 927.

Díaz Rodríguez, J.A., 1980, "Efectos Sísmicos en Suelos Granulares" Abril, DEFFI, UNAM, México.

Díaz Rodríguez, J.A. et al., 1980b, "Modelos Numéricos de la Dinámica de Suelos - Comportamiento Sísmico de Depósitos de Arena" X Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Tomo 1, pp. 59 - 91, Morelia, Michoacán, México.

Díaz Rodríguez, J.A., 1983, "Investigación del Comportamiento Sísmico de Suelos Granulares Finos" Tesis Doctorado, DEFFI, UNAM, México.

Esteva, L., 1970, "Regionalización Sísmica de México para Fines de Ingeniería" Abril, No. 246, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

Esteva, L. y Villaverde, R., 1973, "Seismic Risk, Design Spectra and Structural Reliability" Proc. 5th WCEE, Vol. 1, pp. 2586 - 2597, Rome, Italy.

Esteva, L., 1980, "Excitaciones Sísmicas en Estructuras y Cimentaciones" X Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Tomo 1, Morelia, Michoacán, México.

Faccioli, E.; and Resendiz, D., 1975, "Soil Dynamics: Behavior Including Liquefaction" No. E - 15, Instituto de Ingeniería UNAM, México.

Flores Berrones, J.R., 1980, "Solicitaciones Dinámicas debidas a Maquinaria" X Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, pp. 19 - 48, Tomo 1, Morelia, Michoacán, México.

Florin, V.A.; and Ivanov, P.L., 1961, "Liquefaction of Saturated Sandy Soils" Proc. 5th ICSMFE, Vol. 1, p. 107, Paris, France.

García Flores, M.; y Martínez Arriaga, A., 1985, "Estudio Preliminar sobre Fluidificación de Lechos Arenosos sujetos a Oleaje" No. 492, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

Ishibashi and Sherif, 1974, "Soil Liquefaction by Torsional Simple Shear Device" JGED, ASCE Vol. 100 No. GT8, pp. 871 - 878.

Ishihara and Li, 1973, "Liquefaction of Saturated Sand in Triaxial Torsion Shear Test" Soils and Foundations, Vol. 12, pp. 19 - 39, Japan.

Ishihara, K.; and Yasuda, S., 1975, "Sand Liquefaction in Hollow Cylinder Torsion under Irregular Excitation" Soils and Foundations, Vol. 15, No. 1, pp. 45 - 59, Japan.

Jaime, A., 1978, "Comportamiento de Arenas bajo Carga Estática y Cíclica" Tesis de Maestría, DEPEFI, UNAM, México.

Jaime, A., et al., 1979a, "Estudio de Licuación del subsuelo del Complejo Industrial de Fosforados, FERTIMEX S.A., Lázaro Cárdenas, Michoacán, Primer Informe" Instituto de Ingeniería, UNAM a Fertimex, Proyecto 2120, Agosto, México.

Jaime, A., 1979b, "Factores que Intervienen en el Análisis de Licuación" Mejoramiento Masivo de Suelos, Soc. Mex. de Mec. de Suelos, México.

Jaime, A., 1980b, "Comportamiento Dinámico de Suelos" X Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Tomo I, p. 147 y ss., Morelia, Michoacán, México.

Jaime, A., 1980b, "Comportamiento del Suelo y Estructuras Téreas del Valle de Mexicali. Sismo de Junio 8 de 1980." X Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Tomo I, p. 92 y ss., Morelia, Michoacán, México.

Jiménez Salas, J., 1980, "Geotecnia y Cimientos III, primera parte, Capítulo 4. Editorial Rueda, Barcelona, España.

Juárez Badillo, E., 1984. "Mecánica de Suelos" Tomo II, 2a Edición, 5a reimpresión. Editorial Limusa. México.

Kishida, H., 1969. "Characteristics of Liquefied Sands During Mino Owari, Tohnamkai and Fukui Earthquakes" Soils and Foundations, March, Vol. 9, No. 1; pp. 75 - 92, Japan.

Lyman, A. K. B., 1942, "Compaction of Cohesionless Foundations by Explosives" Transactions, ASCE Vol. 107.

Marsal, R. J., 1961, "Behavior of a Sandy Uniform Soil During the Jáltipan Earthquake, México" Proc. 5th ICSMFE, Vol. 1, pp. 229 - 233, Paris, France.

Meyerhof, G. G., 1960, "The Design of Franki Piles with Special References to Groups in Sands" Proc. Symposium on Pile Foundations, p. 105, Stockholm, Sweden.

Mitchell, J.K., 1981, "Soil Improvement: State-of-the-Art Report" Proc. X ICSMFE, Vol. 4; pp. 509 - 565, Stockholm, Sweden.

Moreno Pecero, G., 1980, "Influencia de las Condiciones Locales de los Suelos en el Riesgo Sísmico" IX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Tomo 3, pp. 54 - 66, México.

Moreno Pecero, G., 1987, Apuntes de la clase de Problemas de Geotecnia. Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Oshaki, Y., 1969, "Effect of Sand Compaction on Liquefaction During the Tokachi and Fukui Earthquake", Second Seminar on Soil Behavior and Ground Response During Earthquakes.

Padilla Velázquez, R.R., 1987, Comunicación Personal. Facultad de Ingeniería, UNAM.

Porrás Silva, V. et al., 1979, "Modelos Numéricos para Analizar el Problema de Licuación" So Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Guadalajara, Jalisco, México.

Rodríguez Cuevas, N., 1980, "Aspectos Dinámicos de la Acción del Viento y el Oleaje" X Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Tomo I, pp. 49 - 58, Morelia, Michoacán, México.

Seed, H.B.; and Lee, K.L., 1966, "Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading" JSMFD, ASCE Vol. 92, No. SM6, pp. 105 - 134.

Seed, H.B.; and Peacock, W.H., 1970, "Applicability of Laboratory Tests Procedures for Measuring Soil Liquefaction Characteristics Under Cyclic Loading" EERC 70-8, USA.

Seed, H.B.; and Idriss, I.M., 1971, "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential" JSMFD, ASCE Vol. 97, No. SM9, pp. 1249 - 1273.

Seed, H.B. et al., 1975, "The Slides in the San Fernando Dams During the Earthquake of February 9, 1971" JGED, ASCE Vol. 101.

Shannon and Wilson, 1964, "Report of Anchorage Area Soil Studies, Alaska" Inc. to US Army Eng. District, Anchorage, Alaska, Seattle, Washington.

Shannon and Wilson, 1971, "Soil Behavior under Earthquake Loading Conditions" Report Prepared for USAEC Contract W-7405-eng-26.

Springall, J., 1982, "Análisis de Deformaciones" Curso sobre Diseño y Construcción de Cimentaciones, DECFI, UNAM, México.

Springall, J., 1986, Apuntes de la clase de Cimentaciones. Facultad de Ingeniería. UNAM, México.

Springall, J., 1987, Comunicación Personal. Geotec.

Steuremans, S., 1963, "Hidro-vibration" Journal Science and Techniques, Moscow.

Terzaghi, K. and Peck, B.P., 1967, "Soil Mechanics in Engineering Practice" 2a edición, Editorial John Wiley and Sons, Inc.

VIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, 1976, "Cimentaciones en Veracruz", Tomo II, México.

Waterways Experiment Station, (WES), 1956, "A Review of the Soil Studies" Potomology Investigations, Report No. 12-5, Vicksburg, Miss., USA.

Webb, D.L. and Hall, R.I.V., 1968, "Effects of Vibroflotation on Clayey Sands" Aug. 26-28, 1968, Speciality Conference on Placement and Improvement of Soils, SMFD, ASCE, Cambridge Mass.

Wintercorn, H.F.; and Fang, H.Y., 1975, "Foundation Engineering Handbook" Van Nostrand Reinhold, New York, USA.

Yoshimi, Y. et al., 1977, "Soil Dynamics and its Applications to Foundation Engineering" Proc IX ICSMFE, Vol. 1, pp. 605-645, Tokyo, Japan.

Zeevaert, L., 1973, "Fondation Engineering for difficult Subsoil Conditions" Van Nostrand Reinhold, New York, USA.