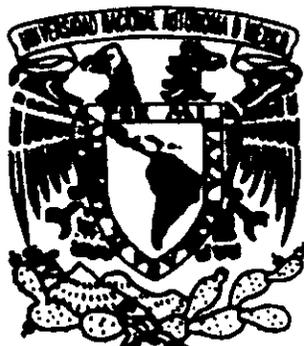


011461  
28



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTONOMA DE  
MEXICO

**FACULTAD DE INGENIERIA  
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO**

**ANALISIS DE LAS ALTERNATIVAS DE  
DENSIFICACION EN DEPOSITOS DE SUELOS  
GRANULARES FINOS**

**TRABAJO DE INVESTIGACION QUE PARA  
OBTENER EL GRADO DE**

**MAESTRO EN INGENIERIA  
(CONSTRUCCION)**

**PRESENTA**

**VICTOR MANUEL ANTONIO IZARRARAS**

**MEXICO, D.F.**

273003

1999

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

## **AGRADECIMIENTOS**

### **A mis Padres :**

A quienes les debo lo que soy, ya que siempre confiaron en mi superación, me apoyaron e impulsaron a seguir adelante, siendo esta la herencia más valiosa que pudiese obtener de ellos.

### **Al Dr. Jorge Abraham Díaz Rodríguez :**

Quién durante mi paso por la maestría me apoyó con sus consejos, confió en mi persona, y representó un papel decisivo en mi desarrollo profesional, y cuyo sentido de responsabilidad y honestidad, son ejemplos dignos de igualar.

### **A los Ingenieros Luis López Flores y Pedro Moreno Carrizalez :**

Ya que este trabajo no hubiese sido posible sin su valiosa ayuda.

## INDICE

<b>INTRODUCCIÓN</b>	I
<b>1. ANTECEDENTES</b>	
1.1 Fenómenos asociados con la ocurrencia de sismos	1
1.2 Estudios de densificación y asentamientos	1
1.3 El fenómeno de licuación	3
1.3.1 Factores que influyen en la ocurrencia de licuación	5
1.3.2 Comentarios a pruebas de laboratorio	7
1.4 Características de los depósitos de suelo susceptibles al fenómeno de licuación	9
1.5 Importancia de la densificación en depósitos de suelo granulares	14
<b>2. MÉTODOS DE DIAGNÓSTICO.</b>	
2.1 Compacidad relativa.	20
2.1.1 Principales relaciones volumétricas y gravimétricas de los suelos	20
2.1.2 Arreglo geométrico de las partículas de suelo granular	23
2.1.3 Arreglo simple	23
2.1.4 Relación de vacíos crítica	26
2.1.5 Principio de esfuerzo efectivo en arenas	27
2.2 Diagnóstico en campo de suelos susceptibles a licuación.	30
2.2.1 Análisis de la susceptibilidad a licuación por el método simplificado de Seed e Idriss	31
2.2.2 Análisis de la susceptibilidad a licuación por el método propuesto por Díaz Rodríguez - Armijo Palacio	42

### 3. MÉTODOS DE DENSIFICACIÓN.

3.1 Estudios previos para la selección de una alternativa de densificación	46
3.2 Técnicas de densificación	53
3.2.1 Vibroflotación	53
3.2.2 Vibrodesplazamiento	65
3.2.3 Vibrocompactación	81
3.2.4 Compactación dinámica	100

### 4. CONTROL DE PROCEDIMIENTOS EN CAMPO Y EVALUACIÓN DE RESULTADOS.

4.1 Influencia de la densificación sobre estructuras vecinas	111
4.1.1 Esfuerzos de flexión en el tablestacado	111
4.1.2 Influencia del incremento de la presión de poro y las vibraciones durante la densificación	112
4.1.3 Vibración inducida en el depósito debido a la aplicación de la compactación dinámica	114
4.1.4 Influencia del incremento del empuje de la tierra sobre estructuras vecinas como consecuencia de la densificación	
4.2 Control de los procedimientos durante la densificación	116
4.2.1 Control del proceso en la densificación por vibroflotación	118
4.2.2 Control del proceso en la densificación por vibrodesplazamiento	120
4.2.3 Control del proceso en la densificación por vibrocompactación	122
4.2.4 Control del proceso en la densificación por compactación dinámica	124

### 5. ASPECTOS ECONÓMICOS DE LA DENSIFICACIÓN.

5.1 Costos de equipo de vibración interna	130
5.2 Costos de la compactación dinámica	131
5.3 Ejemplo de aplicación en la selección de una alternativa de densificación	134

5.3.1 Análisis preliminar de la susceptibilidad a licuación del depósito	134
5.3.2 Análisis de la alternativa de vibroflotación	136
5.3.3 Análisis de la alternativa de compactación dinámica	145
<b>CONCLUSIONES</b>	<b>153</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.</b>	<b>156</b>

## INTRODUCCIÓN

### I. Antecedentes

El fenómeno de la licuación ha cobrado importancia en los últimos años, ya que ha sido la causa de grandes daños en comunidades que se asentaron en depósitos susceptibles a sufrir este fenómeno.

Por años, el Ingeniero Civil ha dedicado gran parte de su esfuerzo al estudio de este fenómeno, y sobre todo a la búsqueda de técnicas de mejoramiento de suelo, con el fin de disminuir o eliminar el riesgo a licuación de los depósitos de suelo granular.

En la actualidad, los países desarrollados aplican técnicas de densificación sobre dichos depósitos, y estas han demostrado su efectividad en cuanto a los resultados obtenidos.

Existe evidencia de que en nuestro país hay depósitos con las características propias de un suelo licuable (Marsal, 1973; Rendón, 1979; Támez, 1979; Lazcano, 1998; Menuche y Jaramillo, 1998). Aunado a esto, es frecuente que en dichas zonas se construyan complejos industriales y turísticos, por lo que el estudio en detalle de la posible licuación en los mismos cobra especial importancia.

Las principales técnicas de densificación de depósitos de suelo granular son: 1) Vibroflotación, 2) Vibrocompactación, 3) Vibrodesplazamiento y 4) Compactación dinámica. A pesar de que cada una de estas técnicas tienen una sola finalidad que es densificar el depósito de suelo para mejorar algunas de sus principales propiedades mecánicas como resistencia al esfuerzo cortante, deformabilidad y drenaje, y así evitar la licuación del mismo, cada una cuenta con sus propios parámetros que las hacen diferente. Debido a esto, la selección de la técnica que más se adapte a las condiciones de un depósito en especial, se debe fundamentar con el análisis de estos parámetros y que asegure buenos resultados a un costo óptimo.

## **II. Objetivo.**

El objetivo de este trabajo de investigación, es realizar un análisis detallado de las cuatro principales técnicas de densificación anteriormente mencionadas, con las siguientes finalidades :

1. Que el constructor cuente con una herramienta útil para la identificación de los depósitos de suelo licuables, y las posibles soluciones que se tendrían al trabajar sobre dicho depósito.
2. Definir los parámetros que influyen (ya sea desde el punto de vista de las propiedades del depósito, de los procesos de construcción de cada técnica y de economía), en la selección óptima del proceso de densificación.

Esto se logrará a través del cumplimiento de los siguientes objetivos particulares :

- a) Identificar las características propias de un depósito de suelo licuable.
- b) Identificar las técnicas de campo que por su sencillez sean recomendables para el análisis preliminar de susceptibilidad a licuación de un depósito de suelo granular fino.
- c) Identificar las medidas preventivas ya sea desde el punto de vista de la estructura a desplantar como de mejoramiento de suelo en lo que respecta a daños provocados por licuación.
- d) Analizar las técnicas de vibroflotación, vibrocompactación, vibrodesplazamiento y compactación dinámica, con el objeto de identificar los parámetros de diseño, construcción y de control de calidad, que influyen en la selección y ejecución de las mismas.

- e) Realizar un análisis de los parámetros que desde el punto de vista económico, influyen también, en la selección de la técnica de densificación.

### **III. Desarrollo.**

Para cumplir con los objetivos expuestos en la sección anterior, se propone la siguiente metodología :

En el Cap. 1, se realiza un análisis acerca del fenómeno de licuación, sus causas y factores que influyen en la ocurrencia del fenómeno, así como también se mencionan las características de los depósitos de suelo que son susceptibles a la ocurrencia del mismo.

En el Cap. 2, se analiza el uso de los métodos de diagnóstico en campo de la susceptibilidad a licuación propuesto por diversos investigadores, con el objeto de elegir la técnica más sencilla. Esto se lleva a cabo a través de la identificación de la importancia que tiene la compacidad relativa en la susceptibilidad a licuación del depósito. Las técnicas de diagnóstico que se analizan son la propuesta por Seed e Idriss (1971) y la propuesta por Díaz Rodríguez y Armijo Palacio (1991).

En el Cap. 3, se analiza detalladamente cada una de las técnicas de densificación mencionadas anteriormente desde el punto de vista del diseño y construcción de cada una, así como del tipo de maquinaria y los rendimientos usuales.

En el Cap. 4, se hace mención de los procedimientos de control de las técnicas en campo, así como la influencia de cada proceso sobre estructuras vecinas, y se evaluarán los resultados que se obtienen después de la aplicación de la densificación.

El Cap. 5, contiene los aspectos más importantes desde el punto de vista económico que tiene cada proceso, así como también se realiza un ejemplo que sirva de guía para el lector en cuanto a la evaluación de las alternativas de densificación.

## 1. ANTECEDENTES

### 1.1 Fenómenos asociados con la ocurrencia de sismos.

Dos de los principales fenómenos asociados a la ocurrencia de un sismo sobre un depósito de suelo granular son (Díaz Rodríguez, 1986):

1. Cambio de volumen (densificación → asentamientos).
2. Reducción de la resistencia al esfuerzo cortante (aumento de la presión de poro → licuación).

En este capítulo se tratará de dar una breve explicación del estado de conocimiento que guardan estos dos temas, con especial énfasis en el fenómeno de licuación ya que las alternativas de densificación del depósito de suelo granular tienen como objetivo principal el evitar los daños a estructuras cimentadas en dichos depósitos a causa de este fenómeno.

### 1.2 Estudios de densificación y asentamientos (Díaz Rodríguez, 1986).

Cuando se presenta una carga cíclica en un depósito de suelo granular, se tiene como resultado una disminución progresiva de su volumen, aún en arenas densas, en las cuales su comportamiento es dilatante bajo carga unidireccional o monotónica.

Estudios del uso de vibraciones verticales para producir la densificación de muestras de arena, han mostrado que los cambios de peso volumétrico de las muestras son pequeños para aceleraciones menores de 1 g ( en donde g es igual a la aceleración de la gravedad).

Otros estudios basados en ensayos de corte simple y mesas vibratoras, con niveles de aceleración y amplitudes de deformación semejantes a los esperados en temblores intensos, han mostrado que: la amplitud de deformación, compacidad relativa y números de ciclo de

carga, son los principales factores que gobiernan la densificación de suelos granulares secos o saturados bajo condiciones drenadas.

Los aspectos más importantes relacionados con los cambios de volumen de suelos granulares, son los siguientes:

- a) Los esfuerzos cortantes cíclicos constituyen el medio más efectivo de densificación.
- b) Para un peso volumétrico dado, la amplitud de las deformaciones cortantes es el parámetro más importante que afecta la velocidad y magnitud de la densificación.
- c) A mayores esfuerzos de sobrecarga la velocidad de densificación generalmente resulta menor.
- d) La densificación es independiente de la frecuencia del movimiento.

La acción de los sismos puede causar asentamientos considerables en depósitos de suelos granulares, aunque mayores asentamientos e incluso inclinación de edificios pueden ocurrir debido a la licuación de los depósitos de arena saturada, este problema se tratará en el inciso siguiente.

Los asentamientos de depósitos de arena seca, resultantes del movimiento del terreno son rara vez uniformemente distribuidos, y en general, causan asentamientos diferenciales en las estructuras las cuales, en algunos casos, pueden llegar a clasificarse como daños mayores.

Los asentamientos de edificios cimentados sobre arena seca considerando la acción de cargas estáticas, se estima empíricamente y, generalmente, se pone poca atención a los posibles asentamientos debidos a los movimientos del terreno inducidos por sismos.

Se han propuesto procedimientos semi-empíricos para estimar los asentamientos provocados por temblores, tales como el de Seed y Silver (1972), que permite estimar el asentamiento de arenas secas; el de Pike et al (1974), que amplió el método para tomar en

cuenta movimientos multi-direccionales; y el de Lee y Albasia (1974) que propusieron un método aplicable a arenas saturadas. Al final de este trabajo, se encuentran las respectivas referencias para quien esté interesado en profundizar en este tema.

### **1.3 El fenómeno de licuación.**

La licuación se puede describir como el proceso en el cual la estructura de la masa de suelo se rompe súbitamente a causa de una perturbación, comportándose como un líquido viscoso mientras la perturbación continúa.

Este fenómeno va acompañando de una pérdida parcial o total de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo y la disminución de volumen en el momento en que la perturbación cesa; por lo que, para que se presente la licuación en un depósito de suelo, deben existir por lo menos las siguientes condiciones:

- (1) La parcial o total saturación del suelo.
- (2) La posibilidad de densificación del depósito.
- (3) La posibilidad de colapso de la estructura del suelo.

Diversos investigadores han tratado de explicar el fenómeno, Seed (1966) por ejemplo, indica que si una arena saturada se somete a vibraciones tiende a compactarse disminuyendo su volumen, si no se tienen condiciones de drenaje adecuadas, esta tendencia a la disminución de volumen da como resultado un incremento en la presión de poro hasta un punto tal en el que esta presión tiende a ser equivalente al esfuerzo de sobrecarga, y el esfuerzo efectivo se anula. En este momento la arena pierde completamente su resistencia y se desarrolla el estado de licuación.

Para efectos de este trabajo se entenderá por "licuación de arenas" al fenómeno mediante el cual una muestra de arena saturada pierde una gran parte de su resistencia al esfuerzo cortante (debido a la acción de una carga monotónica o cíclica) y fluye o se comporta como

un líquido hasta que los esfuerzos cortantes actuantes en la masa de suelo disminuyen a valores compatibles con la resistencia del suelo licuado, el movimiento se detiene y el suelo recupera su resistencia y estabilidad (Díaz Rodríguez, 1986).

Una vez que la licuación se desarrolla a alguna profundidad en la masa de suelo, el exceso de presiones hidrostáticas en la zona licuada tiende a disiparse por el flujo del agua en dirección ascendente. Si el gradiente hidráulico es suficientemente grande, el flujo de agua puede inducir un estado de licuación rápido en los estratos superficiales del depósito. Una licuación de este tipo depende principalmente de la capacidad de desarrollo del gradiente hidráulico en el depósito; esta condición puede ser influenciada por las características de compacidad relativa de la arena, la naturaleza de las deformaciones del terreno y la permeabilidad.

Las cargas cíclicas aplicadas al suelo se deben principalmente a sismos, fenómeno que hasta la fecha registra la causa de daño más grave a estructuras cimentadas sobre un suelo susceptible a licuación (Florin e Ivanov (1973), Castro (1975), y Seed (1979)), sin embargo las vibraciones también pueden ser ocasionadas (sobre todo en estratos superficiales sin presión de confinamiento), por el hincado de pilotes, la utilización de explosivos o el propio efecto del oleaje en estructuras marítimas.

Las arenas pueden pasar a un estado de parcial o total licuación, debido a que a pesar de las condiciones de homogeneidad del estrato del suelo, son diferentes las condiciones de esfuerzo que se generan en el mismo al momento del evento sísmico.

La estructura de un depósito de suelo granular, está formada por partículas de diferentes formas y tamaños, es por esta razón que existen diferentes puntos de contacto entre ellas (en algunas ocasiones un mínimo), que hace que aún fenómenos que pudieran parecer insignificantes tales como filtración, pueden causar el colapso parcial o total de dicha estructura, debido al rompimiento de estos puntos de contacto.

### 1.3.1 Factores que influyen en la ocurrencia de licuación (Díaz Rodríguez, 1986).

Los factores más importantes que influyen en la ocurrencia de licuación son:

a) Tipo de suelo.

Los suelos uniformemente graduados son más susceptibles de sufrir licuación que los suelos bien graduados; dentro de los primeros las arenas finas se licúan más fácilmente que las gravas o suelos arcillosos aluviales.

b) Compacidad relativa ( $C_r$ ) o relación de vacíos ( $e$ ).

Un depósito de arena suelta es más susceptible de sufrir licuación que un depósito de arena densa.

c) Esfuerzo confinante inicial.

La susceptibilidad de licuación disminuye al aumentar el esfuerzo confinante. Ensayes de laboratorio han mostrado que para una relación de vacíos inicial, el esfuerzo cortante requerido para comenzar la licuación bajo condiciones de carga repetida se incrementa con el aumento de la presión de confinamiento.

d) Magnitud del esfuerzo repetido.

Cualquier depósito con una relación de vacíos mayor que su  $e_{min}$  es susceptible de sufrir pérdida parcial o total de resistencia, si la excitación es de intensidad suficiente. Evidencias de campo demuestran que depósitos de arena suelta han resistido sismos de poca intensidad y se han licuado ante la acción de sismos intensos. La resistencia a la licuación decrece al aumentar la magnitud del esfuerzo.

e) Número de ciclos de esfuerzo.

Todos los estudios de laboratorio indican que en una muestra sujeta a carga repetida, con un nivel de esfuerzo o deformación prescrito, el inicio de la licuación dependerá de la aplicación de un número requerido de ciclos de esfuerzo.

f) Estructura.

Pyke (1974), Ladd (1974 y 1976) y Mulilis et al (1975), encontraron clara evidencia de que las características de las arenas saturadas bajo cargas cíclicas están significativamente influenciadas por el método de preparación de la muestra y la estructura del suelo. De acuerdo a sus pruebas, dependiendo del método de preparación de la muestra, la relación de esfuerzos requerida para causar una relación de presión de poro pico de 100% en un número dado de esfuerzos cíclicos para muestras de la misma arena y teniendo la misma densidad, puede variar hasta en un 200%. Los resultados indican que estas variaciones fueron influenciadas por los diferentes arreglos estructurales de los granos de la arena.

g) Lapso de esfuerzo sostenido.

Experiencias de laboratorio indican que muestras idénticas sometidas a cargas sostenidas por periodos que varían de 0.1 a 100 días antes del ensaye, se vieron afectadas en la relación de esfuerzos hasta en un 25%. Estos resultados permiten suponer que el efecto de la edad del depósito es un factor importante.

h) Historia previa de deformaciones.

Finn et al en 1970 determinó que con base en la resistencia a la licuación para una arena con historia de deformaciones, se puede llegar a la conclusión de que la resistencia de un depósito no puede ser determinada en una forma confiable mediante el ensaye de muestras formadas en el laboratorio aún y cuando se tenga la misma relación de vacíos que el

depósito. Parece ser que la resistencia a la licuación sólo puede ser confiablemente determinada en muestras inalteradas.

### *1.3.2 Comentarios a las pruebas de laboratorio.*

De acuerdo con resultados de pruebas de laboratorio hechos por Seed (1966), se puede determinar que el riesgo de licuación en un depósito de arena saturada como resultado de una carga cíclica aplicada, está determinado principalmente por:

1. Relación de vacíos en la arena.
2. Presión de confinamiento en la arena.
3. Magnitud del esfuerzo cíclico.
4. Número de esfuerzos cíclicos a los cuales se sujeta a la arena.

Si un depósito de arena saturada de compacidad uniforme se sujeta a fuerzas cortantes cíclicas durante un sismo, la licuación puede ocurrir primero en los estratos en donde las presiones de confinamiento sean mínimas; esto es, en la superficie del depósito. Entonces para un depósito como el que se muestra en la Fig. 1.1, la licuación se desarrollará primero en el estrato 1. En esta etapa, la presión de confinamiento puede ser lo suficientemente grande como para evitar la licuación en otros estratos. Sin embargo una vez que el estrato 1 se licuó, las sobrecargas en los estratos subyacentes se pueden reducir y adicionalmente disminuir la cantidad de ciclos necesaria para inducir licuación.

Bajo la reducción de presión de confinamiento del estrato 2, la licuación se puede desarrollar al instante, y consecuentemente reducir las presiones de confinamiento de los estratos subyacentes y de esta manera permitir que la licuación se propague en el depósito. Una secuencia similar de eventos puede ocurrir si la compacidad de la arena aumenta con la profundidad, aunque en este caso tanto la profundidad a la que la licuación se podría propagar, como la velocidades de propagación serían mucho menores.

Si un depósito de arena saturada en la cual la compacidad disminuye con la profundidad está sujeto a esfuerzos cortantes uniformes, la licuación inicial puede ocurrir a una cierta profundidad debajo de la superficie (Seed, 1966). Si comparamos los estratos 1 y 4 por ejemplo, se puede observar que para el estrato 4 la presión de confinamiento es mayor pero su peso volumétrico podría ser menor, si fuese así, el bajo peso volumétrico del estrato 4 puede provocar que se licúe antes que el estrato 1, no obstante la gran presión de confinamiento. Al ocurrir el fenómeno, la licuación podría ir progresando de manera descendente hacia los estratos subyacentes, pero la propia zona licuada impide un poco la propagación de la ondas cíclicas de esfuerzo hacia los estratos sobreyacentes, en este caso se puede decir que hay una especie de reducción de la tendencia a la licuación como un resultado directo de las vibraciones del terreno. Sin embargo, esto no quiere decir que el suelo no se vaya a licuar, sino que los esfuerzos cortantes cíclicos no serían la causa principal de la licuación en este caso.

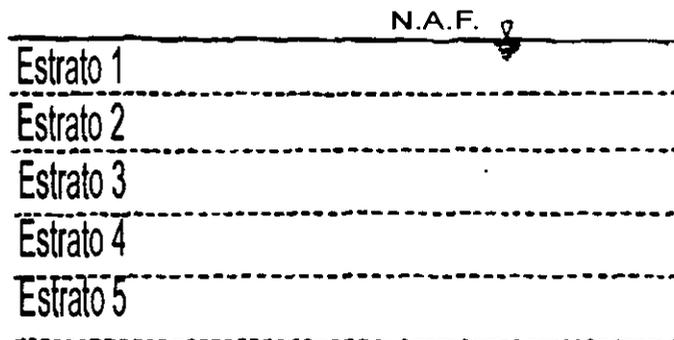


Fig. 1.1 Depósito de arena saturada, (Seed, 1966).

En casos en donde el nivel de aguas freáticas se localiza a cierta profundidad de la superficie del terreno y el suelo sobre este nivel tenga un bajo grado de saturación, solo es probable que la licuación de los estratos superficiales ocurra como un resultado del flujo ascendente del agua inducida por la licuación de los estratos cubiertos por este nivel de aguas freáticas.

Resultado de numerosas pruebas de laboratorio que avalan lo anteriormente comentado, se puede encontrar en el trabajo realizado por Florin e Ivanov, (1973).

#### 1.4 Características de los depósitos de suelo susceptibles al fenómeno de licuación.

Los suelos no cohesivos son susceptibles a la licuación si están lo suficientemente sueltos como para disminuir su volumen y además si tienen una permeabilidad tan baja como para no permitir un drenaje adecuado durante el movimiento del suelo. Estas características están determinadas por la dimensión, tamaño, forma, características superficiales y arreglo de los granos y son a su vez, influenciadas por el método de deposición, la edad geológica y la historia de esfuerzos en el depósito.

Los suelos que probablemente son más susceptibles a licuación son las arenas finas y limpias, y los limos arenosos no plásticos que contengan menos del 5% de partículas que pasan la malla No. 200, pues son suelos depositados en un estado muy suelto y tienen una permeabilidad tan baja que únicamente permiten un drenaje mínimo durante el periodo de movimiento del terreno.

El potencial de licuación de las arenas con contenidos de finos de más del 5% depende de la plasticidad de estos finos. Los finos plásticos impiden la separación de los granos de arena durante la vibración y proveen como consecuencia un incremento de la resistencia a la licuación.

Los depósitos de arena mal graduados son más susceptibles que los que están bien graduados porque en estado suelto tienen una condición tal que durante un esfuerzo cortante (ocasionado por la vibración del terreno), se requieren diferentes reacomodos del material para encontrar un contacto suficiente entre granos adyacentes que eviten la densificación. Las arenas bien graduadas son menos susceptibles debido a que probablemente forman una estructura más estable en condiciones naturales del depósito.

Tsuchida (1970) propuso unas curvas de distribución granulométricas basándose en resultados de análisis hechos en suelos que se licuaron y no se licuaron en sismos anteriores

y que se muestran en la Fig. 1.2a. De acuerdo con la figura, el límite inferior refleja la influencia que tiene la presencia de finos plásticos en la disminución de la probabilidad de la arena a compactarse durante la vibración. La zona que está más allá de los límites superiores, corresponde a un suelo grueso con coeficientes de permeabilidad que son mayores de  $10^{-3}$  m/s. Las arenas más susceptibles a licuación tienen por lo regular coeficientes de permeabilidad en un rango de entre  $10^{-5}$  a  $10^{-3}$  m/s.

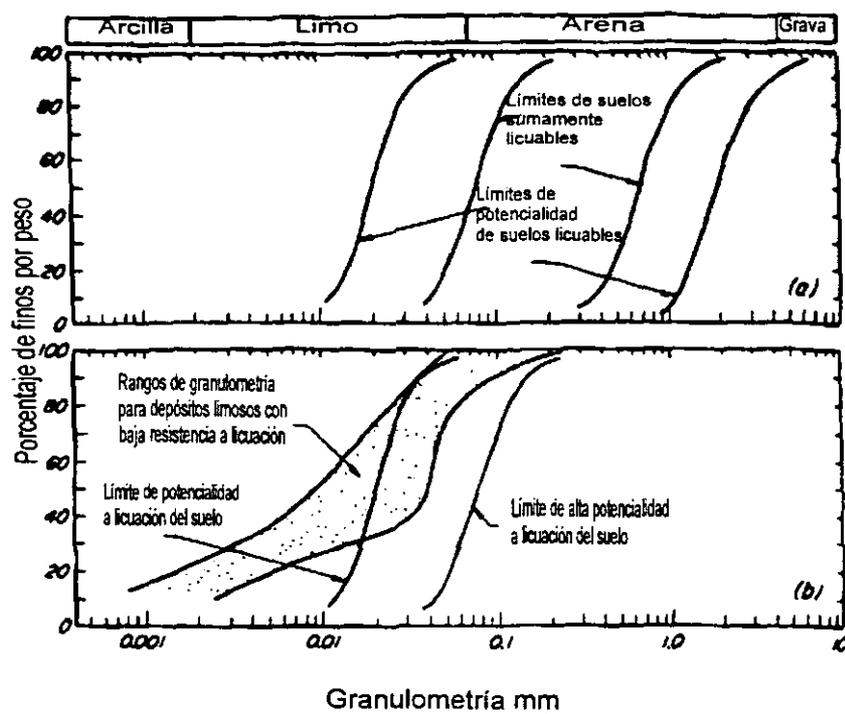


Fig. 1.2 Curvas de distribución granulométricas de suelos licuables, (Tsuchida, 1970).

Asimismo, se puede determinar con base en la Fig. 1.2a que los depósitos de suelos naturales con un  $D_{50}$  menor de 0.02 mm o mayor de 2.0 mm no son licuables. Por otra parte, los residuos depositados y que provienen de la explotación de minas o el rompimiento de rocas, son más susceptibles a licuación aunque contengan cantidades importantes de partículas con dimensiones de la arcilla o limo, debido a que estos finos se componen de sólidos no plásticos. En la Fig. 1.2b se muestran las curvas de distribución granulométrica para partículas finas que se depositan en el suelo de diferentes maneras y su susceptibilidad a la licuación.

Depósitos de arena con partículas redondeadas o sub redondeadas son más susceptibles a licuación que aquellos con partículas angulosas. La contracción en arenas con partículas redondeadas resulta de un reacomodo de las mismas, mientras que en arenas con partículas angulosas se obtiene por el aplastamiento del grano.

Para arenas limpias, la licuación es posible si se tiene una compacidad relativa en estado suelto de entre 40 y 60%; la susceptibilidad dentro de este intervalo depende de la presión de confinamiento.

Los depósitos de arena de playa son lo suficientemente densos como para resistir la licuación debido a que sus granos están sujetos a un movimiento horizontal por el efecto confinante que proporciona el impacto de las olas sobre el suelo. Depósitos de sedimentos viejos tienden a ser probablemente más densos que los depósitos recientes, esto se debe en parte a que los depósitos antiguos estuvieron sujetos a severos movimientos del terreno. Anteriormente se pensaba que un suelo que se densifica debido a licuación tiende a ser más resistente ante otro movimiento; sin embargo, recientemente se ha demostrado que un suelo una vez licuado, tiende a sufrir nuevamente este fenómeno y aún más rápido.

En México, un caso en el que se observó un comportamiento de licuación fue el de la zona sur del Estado de Veracruz, específicamente en la región de Jáltipan, Minatitlán y Coatzacoalcos. Aquí, las cimentaciones de una gran cantidad de edificios fallaron a consecuencia de un sismo ocurrido el 26 de Agosto de 1959, el cual tuvo una intensidad de 6.5 en la escala de Richter (Marsal, 1973).

De acuerdo con sondeos realizados en la zona, se determinó la estratigrafía del depósito de la siguiente manera:

Desde la superficie del terreno y hasta una profundidad de 2.5 m. se encontraron estratos de arena media a fina, con relación de vacíos de aproximadamente 0.6, contenidos de agua que

varían de 20 a 25% y pesos específicos de 2.66. El nivel de aguas freáticas se localizó a 1.3 m de profundidad.

Entre las profundidades de 2.5 a 6.7 m, se localizó un estrato uniforme de arena suelta; las relaciones de vacíos fueron prácticamente constantes y equivalentes a la unidad, los contenidos de agua son aproximadamente de 30 a 40%. En general éstos materiales no tuvieron plasticidad. Los esfuerzos de compresión no confinados estuvieron dentro del rango de 0.2 y 0.6 kg./cm y, los pesos específicos fueron en general 2.70.

De entre 6.7 a 9.0 m de profundidad, el suelo estaba en general constituido por una arena limosa con relación de vacíos del orden de 1.1 a 1.2. Los contenidos de agua fueron de 45%, los límites líquidos de la misma magnitud, y los límites plásticos de 30% en promedio. El esfuerzo de compresión no confinado varió en un rango de 0.2 a 0.7 kg./cm. Esta zona se encontró cantidades apreciables de materia orgánica.

Entre las profundidades de 9.9 y 17.8 m, se encontraron arenas limosas y arcillas. La plasticidad se incrementó con la profundidad; los contenidos de agua estuvieron en un rango de entre 50 a 70%, y los límites líquidos fueron mucho más grandes que los de contenido de agua con un promedio de 90%, mientras que los límites plásticos fueron en promedio menores de 40%. Después de los 17.8 m, se encontraron arenas compactas y fragmentos de roca arenosa de origen marino.

La Fig. 1.3 muestra los perfiles estratigráficos obtenidos en dos sondeos en la zona de licuación además, resultados de pruebas de laboratorio realizadas en muestras obtenidas en los mismos sondeos (Marsal, 1973).

Con base en los datos anteriores, se concluyó que la licuación se debió a la presencia de depósitos de limos y arenas limosas, ya que no tenían la plasticidad suficiente y se encontraban en un estado prácticamente suelto, esto se pudo determinar por las relaciones de vacíos obtenidas en los sondeos. Además, la granulometría de este material era

completamente uniforme. Todas estas propiedades son características de los materiales que están expuestos a licuación como se mencionó en párrafos anteriores.

Actualmente, esta región es eminentemente industrial y se encuentra en pleno desarrollo, por lo que al construir en la misma se deben tomar las medidas necesarias que permitan identificar las características del suelo, así como la susceptibilidad a licuación de los mismos.

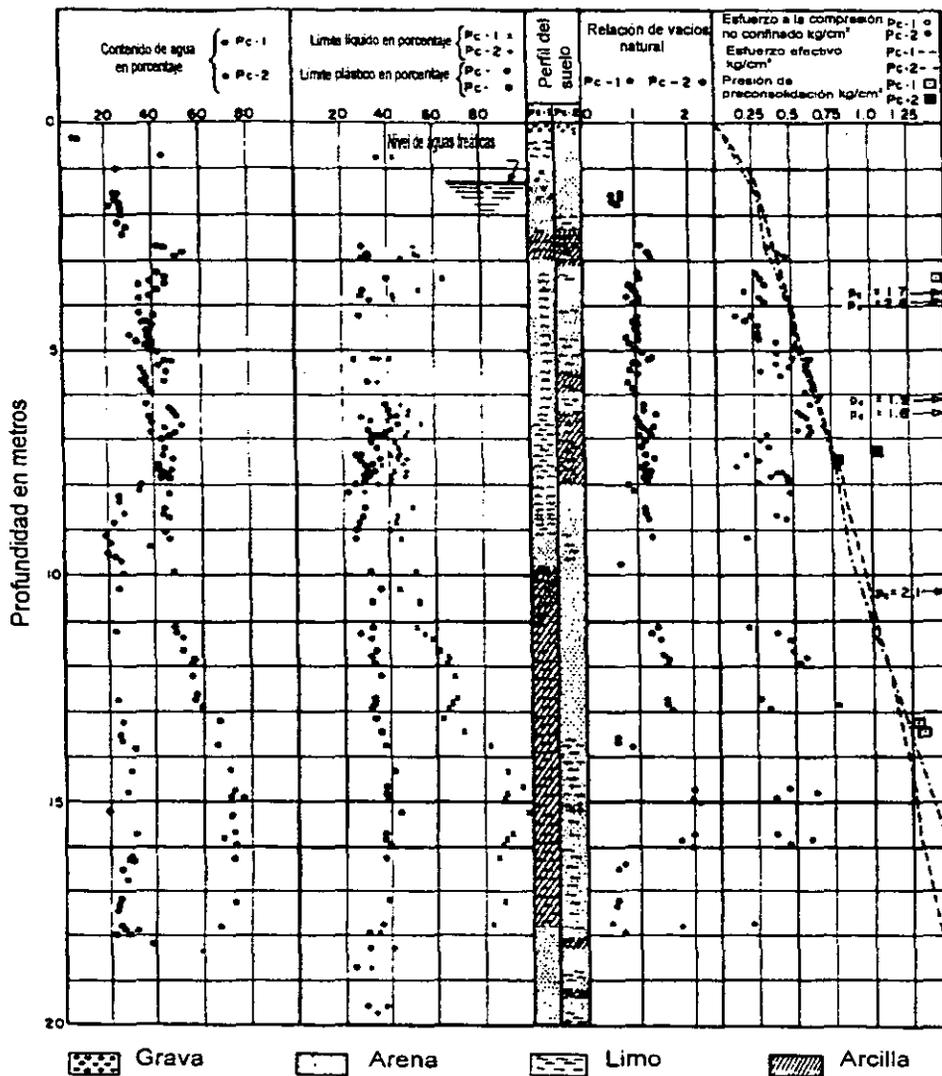


Fig. 1.3 Perfil estratigráfico del subsuelo de Jaltipán, Ver. (Marsal, 1973).

## 1.5 Importancia de la densificación de depósitos de suelo granulares.

En este trabajo se entenderá por densificación al procedimiento realizado por el hombre para disminuir la relación de vacíos en depósitos de suelo granular, con objeto de mejorar sus propiedades y obtener un mejor comportamiento ante cargas provocadas por excesivo peso de estructuras o la ocurrencia de sismos.

Las propiedades de un suelo granular son fundamentalmente una función de su compacidad relativa o relación de vacíos. Las propiedades mecánicas del suelo mejoran cuando la compacidad aumenta.

Arenas limpias, originalmente sueltas, se pueden densificar en sitio de tal manera que su compacidad relativa aumente en un 30%, o sea, que la relación de vacíos disminuya más o menos en 0.10, que equivale a aumentos de peso volumétrico en estado seco del orden de  $0.10 \text{ kg/cm}^3$ . Arenas más compactas se densifican menos y, arenas muy compactas pueden disminuir su compacidad cuando se les somete a algunos métodos de densificación.

Para determinar la importancia que tiene el densificar los depósitos de suelos granulares, es necesario conocer como mejoran las principales propiedades del suelo debido a los aumentos típicos de 30% de compacidad relativa que se obtienen en general con los métodos de densificación.

### Permeabilidad.

En la Fig. 1.4 (Castro, 1979), se muestra una relación empírica entre permeabilidad y relación de vacíos para un suelo arenoso.

Una arena típica en estado suelto con una relación de vacíos ( $e$ ), de 0.7 podría densificarse a una ( $e$ ) de 0.6 con una disminución de permeabilidad de más o menos 30%.

Un cambio de 30% en el coeficiente de permeabilidad de un suelo se considera normalmente como insignificante y, por lo tanto, la densificación no se usa normalmente como un medio para mejorar las propiedades de permeabilidad de suelos granulares.

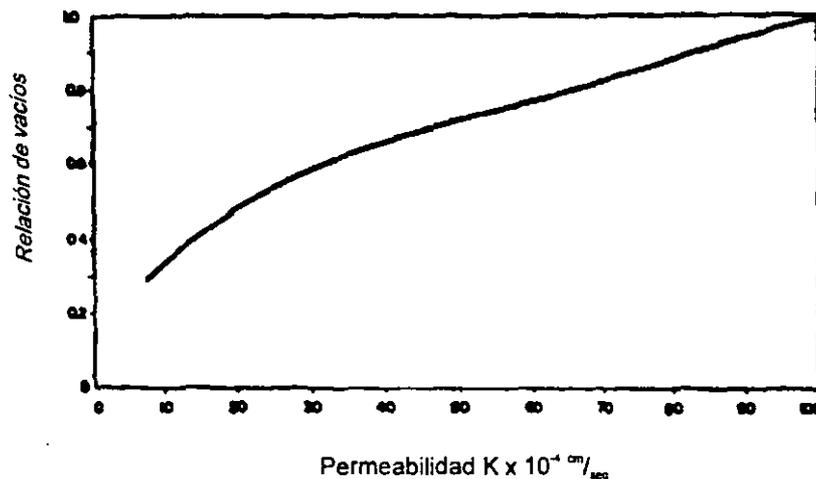


Fig. 1.4 Correlación empírica para arena, (Castro, 1979).

### Compresibilidad.

En la Fig. 1.5 (Castro, 1979), se muestra la deformación de una arena uniforme bajo un incremento de carga de 1 a 2  $\text{kg/cm}^2$ , como una función de la compacidad relativa. La densificación de una arena inicialmente suelta (compacidad relativa de 40%) teniendo como resultado un aumento de compacidad relativa de 30%, produciría una disminución de la compresibilidad de más o menos 50%. Tal mejoramiento del suelo puede ser importante y, por lo tanto, hay casos en los cuales el propósito fundamental de la densificación es reducir asentamientos potenciales de estructuras. Sin embargo, es importante considerar que la reducción en la compresibilidad de la arena es eficiente sólo si se encuentra inicialmente muy suelta.

Si la arena tiene inicialmente una compacidad relativa de 60%, la densificación podría aumentarla a no más de 80% y la reducción de la compresibilidad sería solamente de un 15%, lo que no justificaría el gasto de la densificación en sitio.

### Resistencia al esfuerzo cortante en condiciones drenadas.

En condiciones drenadas, la resistencia al esfuerzo cortante depende del ángulo de fricción interna. En la Fig. 1.6 (Castro, 1979), esta resistencia se da como una función de la relación de vacíos para varios tipos de suelos granulares.

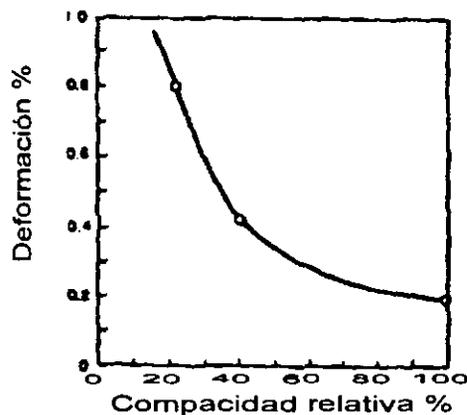


Fig. 1.5 Compresión unidimensional - arena fina, (Castro, 1979)

La tangente del ángulo de fricción aumenta más o menos 20% para la densificación típica de un suelo granular suelto (disminución de relación de vacíos de 0.1). Con esto, la capacidad de carga de una cimentación superficial aumentaría por un factor de 2.

Este aumento es importante, sin embargo, en pocos casos la capacidad de carga a la rotura controla el diseño de cimentaciones en suelos granulares. Por lo que la densificación en sitio de suelos granulares con el propósito de aumentar la capacidad de carga a la rotura, solamente se justifica en casos especiales.

### Resistencia al esfuerzo cortante no drenada, licuación.

La resistencia al esfuerzo cortante en condiciones no drenadas cambia radicalmente con cambios relativamente pequeños de compacidad relativa como se muestra en la Fig. 1.7. Esta figura está preparada con base en los resultados de una serie de pruebas triaxiales

consolidadas no drenadas (CU) para una arena fina y con una presión de confinamiento de  $1 \text{ kg/cm}^2$ . Para compacidades relativas menores de 35% la resistencia máxima ("máximo" en la figura) se alcanza bajo una deformación pequeña (aprox. 1%) y luego disminuye hasta alcanzar un estado de deformación continua con resistencia constante denominado estado crítico, con la resistencia dada en la figura. Debe notarse que para condiciones drenadas la resistencia al esfuerzo cortante sería más o menos  $1 \text{ kg/cm}^2$ .

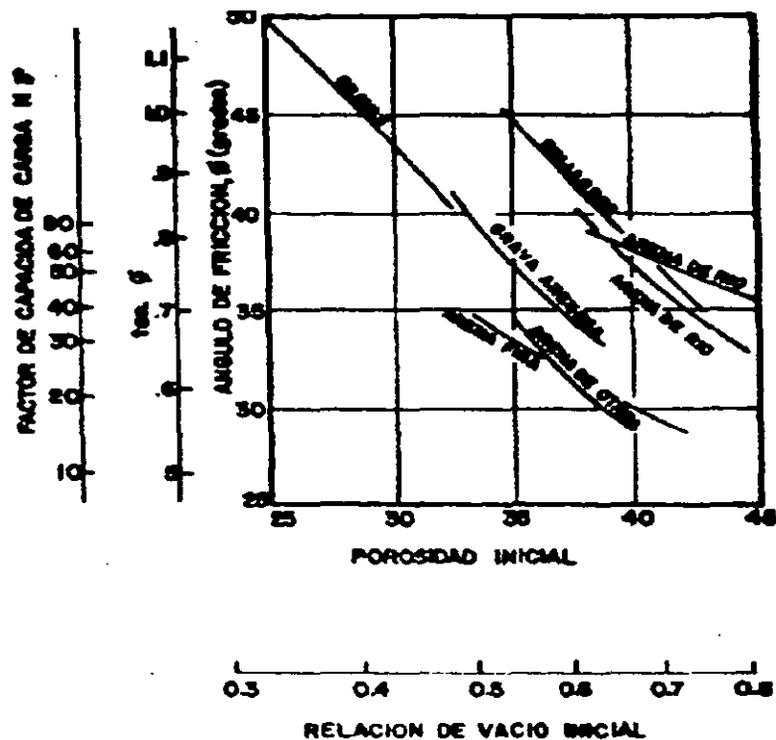


Fig. 1.6 Resistencia al esfuerzo cortante para suelos granulares, (Castro, 1979)

Cuando la arena es suelta, la resistencia es mucho menor de  $1 \text{ kg/cm}^2$  y por lo tanto, si como resultado de una carga rápida ( sismo, explosión ) la arena se deforma sin drenaje, ésta pierde gran parte de su resistencia drenada y se dice que la arena sufrió licuación.

Si la arena tiene una compacidad relativa de 60%, la resistencia no drenada es mayor que la drenada y por lo tanto no puede licuarse, ya que si la arena tiende a deformarse rápidamente, su resistencia aumenta con respecto a la resistencia drenada. El límite de estos dos comportamientos depende del tipo de arena y de la presión de confinamiento.

Por lo anterior, se puede concluir que la densificación de una arena suelta, puede ser muy efectiva para prevenir la licuación.

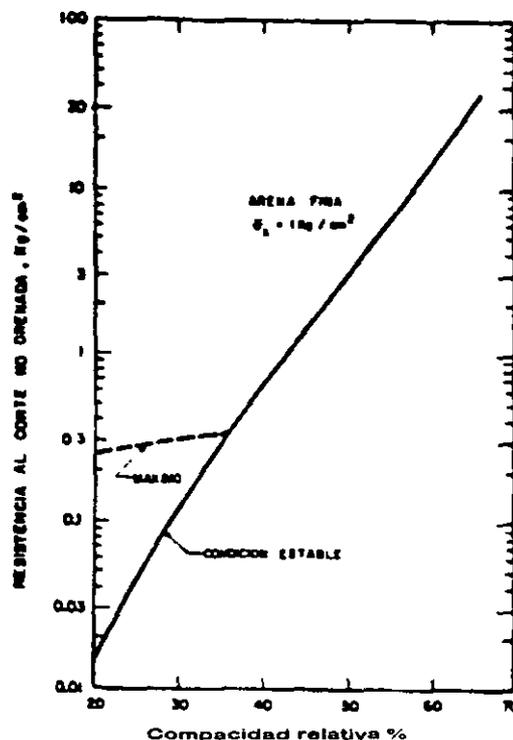


Fig. 1.7 Resistencia al esfuerzo cortante no drenada, (Castro, 1979).

### Resistencia a la movilidad cíclica.

Aún cuando una arena no esté sujeta al fenómeno de licuación, es importante investigar las deformaciones que se pueden desarrollar bajo cargas cíclicas. Observaciones de casos en los cuales ocurrieron sismos en depósitos de arena densa, mostraron deformaciones insignificantes aún en casos en los cuales los ensayos de laboratorio indicaron deformaciones grandes. Por lo tanto, los aumentos de la carga cíclica necesaria para producir una deformación determinada que se indican en la Fig. 1.8, representan un menor aumento del que ocurriría en sitio si las arenas se compactan.

En resumen, la densificación es de un valor importante para mejorar el comportamiento de arenas sueltas saturadas durante sismos pero, al mismo tiempo, densificar o intentar

densificar arenas medianamente densas no tiene consigo beneficios adicionales. La densificación requerida es función de muchas variables, siendo las más importantes la presión de confinamiento y los esfuerzos cortantes estáticos y cíclicos a los que estará sometida la arena.

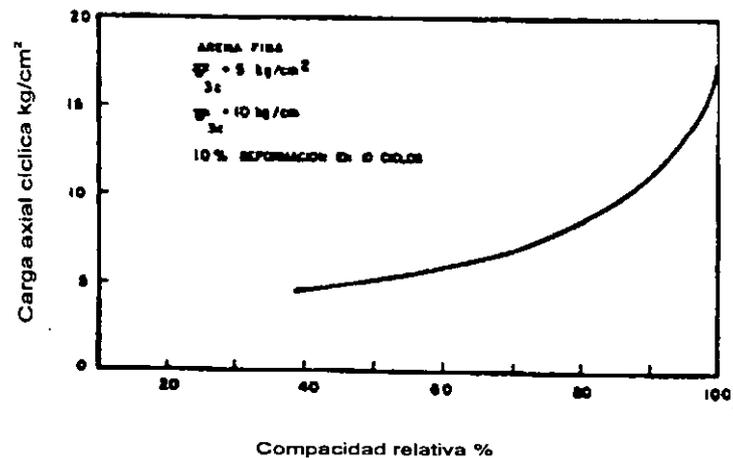


Fig. 1.8 Resistencia a la movilidad cíclica, (Castro, 1979).

## 2. MÉTODOS DE DIAGNÓSTICO.

### 2.1 Compacidad relativa.

Para entender la compacidad relativa de un suelo, es necesario que el Ingeniero esté familiarizado con términos como relación de vacíos o grado de acomodo de los granos, entre otros. Estos términos son función de la estructuración y las características de las partículas minerales que constituyen al suelo.

Como una introducción al tema de compacidad relativa, se hará un breve repaso de las principales relaciones volumétricas y gravimétricas en los suelos, para después, dar una definición de la compacidad relativa con base en estas propiedades.

#### 2.1.1 Principales relaciones volumétricas y gravimétricas de los suelos.

En un suelo se distinguen tres fases constituyentes: la sólida, la líquida y la gaseosa. La fase sólida está formada por las partículas minerales del suelo; la líquida por el agua y, la gaseosa, por el aire principalmente. Las fases líquida y gaseosa del suelo suelen comprenderse en el *volumen de vacíos*, mientras que la fase sólida constituye el *volumen de sólidos*. Se dice que un suelo está totalmente saturado cuando todos sus vacíos están ocupados por agua.

La Fig. 2.1, representa el esquema de una muestra de suelo con sus tres fases principales. La simbología a usar para determinar las relaciones y que aparecen en la figura es:

$V_m$  = Volumen total de la muestra de suelo.

$V_s$  = Volumen de la fase sólida de la muestra.

$V_v$  = Volumen de los vacíos de la muestra.

$V_w$  = Volumen de la fase líquida contenida en la muestra.

$V_a$  = Volumen de la fase gaseosa de la muestra.

$W_m$  = Peso total de la muestra.

$W_s$  = Peso de la fase sólida de la muestra.

$W_a$  = Peso de la fase gaseosa de la muestra (considerada como nula en Mecánica de Suelos).

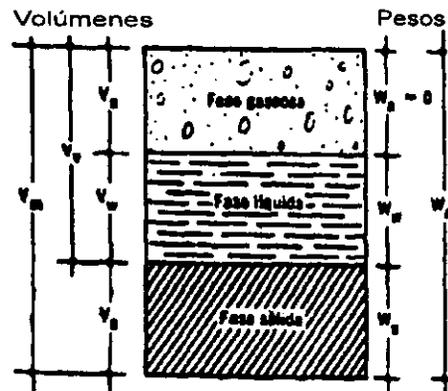


Fig. 2.1 Relaciones Gravimétricas y Volumétricas del suelo.

El peso específico de la masa de suelo ( $\gamma_m$ ), por definición es:

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} \quad (2.1)$$

El peso específico de la fase sólida del suelo ( $\gamma_s$ ), es:

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad (2.2)$$

El peso específico saturado es:

$$\gamma_{sat} = \frac{W_s + W_w}{V_m} \quad (2.3)$$

El peso específico seco es:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_s} \quad (2.4)$$

El peso específico relativo ( $S$ ), se define como la relación entre el peso específico de una sustancia y el peso específico del agua a 4° C, destilada y sujeta a una atmósfera de presión.

Se distinguen los siguientes pesos específicos relativos:

Peso específico relativo de la masa de suelo ( $S_m$ ):

$$S_m = \frac{\gamma_m}{\gamma_o} = \frac{W_m}{V_m \gamma_o} \quad (2.5)$$

Peso específico relativo de la fase sólida del suelo (de sólidos):

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} = \frac{W_s}{V_s \gamma_o} \quad (2.6)$$

Las relaciones fundamentales son:

*Relación de vacíos (e), oquedad o índice de poros*, es la relación entre el volumen de los vacíos y el de sólidos de un suelo:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (2.7)$$

*Porosidad (n)*, es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de la masa de un suelo expresado en porcentaje:

$$n(\%) = \frac{V_v}{V_m} \times 100 \quad (2.8)$$

*Grado de saturación (Gw)*, es la relación entre el volumen de agua y el volumen de vacíos contenidos en el mismo, expresado en porcentaje:

$$Gw(\%) = \frac{V_w}{V_v} \times 100 \quad (2.9)$$

El contenido de agua ( $w$ ), es la relación entre el peso del agua contenido en el suelo y el peso de su fase sólida, expresado en porcentaje:

$$W(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad (2.10)$$

La correlación entre relación de vacíos y la porosidad es la siguiente:

$$n = \frac{e}{1+e} \quad (2.11) \quad \text{y} \quad e = \frac{n}{1-n} \quad (2.12)$$

### 2.1.2 Arreglo geométrico de las partículas de suelos arenosos.

El arreglo geométrico es la distribución espacial que adoptan las partículas minerales para dar lugar al conjunto llamado suelo. En suelos formados por partículas relativamente grandes (gravas y arenas), las fuerzas que intervienen para formar el arreglo son bastante bien conocidas y sus efectos son relativamente simples de cuantificar. Por el contrario, en suelos formados por partículas muy pequeñas (limos y arcillas), las fuerzas que intervienen en los procesos de estructuración son de un carácter más complejo, y los arreglos resultantes son parcialmente verificables por métodos indirectos.

Tradicionalmente, se han considerado como arreglos básicos de los suelos reales la simple, la panaloide y la floculenta. El arreglo simple es típico en los suelos de grano grueso y es el que se estudiará en el presente trabajo ya que son estos suelos los que tienden a presentar el fenómeno de licuación; los arreglos panaloide y floculento son típicos en granos de pequeño tamaño (0.002 mm de diámetro o menor), que se sedimentan en un medio continuo normalmente agua y en ocasiones aire.

### 2.1.3 Arreglo simple.

El arreglo simple se produce cuando las fuerzas debidas al campo gravitacional terrestre son claramente predominantes en la depositación de las partículas; como se mencionó anteriormente, es típica de suelos de grano grueso de masa comparativamente importante.

Las partículas se disponen apoyándose directamente unas en otras, en donde cada partícula tiene varios puntos de contacto o apoyo.

El comportamiento mecánico e hidráulico de un suelo de arreglo simple queda definido principalmente por dos características: la compacidad del manto y la orientación de sus partículas.

La compacidad se refiere al grado de acomodo alcanzado por las partículas del suelo dejando vacíos entre ellas. En un suelo muy compacto, las partículas sólidas que lo constituyen tienen un alto grado de acomodo y la capacidad de deformación bajo carga del conjunto será pequeña. En suelos poco compactos el grado de acomodo es menor; en ellos, el volumen de vacíos y por lo tanto la capacidad de deformación serán mayores.

Para tener una idea de la compacidad que se alcanza en un estrato simple, se muestra la Fig. 2.2, que consiste en la disposición de un conjunto de esferas iguales tanto en su estado más suelto como en su estado más compacto. Los valores de  $n$  y  $e$  correspondientes son:

Estado más compacto:  $n= 26.0 \%$ ;  $e= 0.35$

Estado más suelto :  $n= 47.6 \%$   $e= 0.91$

Las arenas naturales muy uniformes en tamaño poseen valores de  $n$  y  $e$  que se acercan a los valores arriba escritos, pero en las arenas comunes, los valores pueden disminuir apreciablemente y un pequeño porcentaje de partículas laminares, aumenta notablemente el volumen de vacíos en el estado más suelto; en arenas bien graduadas, con amplia gama de tamaños, los estados más sueltos y más compactos tiene valores de  $e$  y  $n$  mucho menores que los que corresponden a la acumulación de esferas iguales.

Terzaghi introdujo una relación empírica determinable en laboratorio, que mide la compacidad de un suelo de estructura simple llamada *Compacidad Relativa (Cr)*.

$$Cr(\%) = \frac{e_{máx} - e_{nat}}{e_{máx} - e_{min}} \times 100 \quad (2.13)$$

En donde:

$e_{máx}$  = Relación de vacíos correspondiente al estado más suelto del suelo.

$e_{min}$  = Relación de vacíos correspondiente al estado más compacto del suelo.

$e_{nat}$  = Relación de vacíos del suelo en estado natural.

La  $e_{máx}$  se determina depositando el suelo (previamente seco), a volteo en un recipiente de volumen conocido. La  $e_{min}$  se determina introduciendo el suelo en el mismo recipiente, pero con capas, varillando y vibrando enérgicamente cada capa. La  $e_{nat}$  puede ser más difícil de determinar si el manto en estudio no es accesible o está bajo el nivel freático, en estos casos se tiene que atener a otras fuentes de información para obtener la Compacidad Relativa del suelo; como por ejemplo, la Prueba de Penetración Estándar.

Como se mencionó en el Cap. 1, la licuación es más susceptible de ocurrir en depósitos de arena suelta; así, la compacidad relativa es un medio apropiado para definir si un estrato de suelo no cohesivo está en estado suelto o compacto. La Tabla 2.1 (MacCarty, 1993), muestra la descripción del estrato arenoso con base en su compacidad relativa, y la Fig. 2.3 (Díaz Rodríguez, 1986), muestra el concepto de Compacidad Relativa y su influencia en la susceptibilidad a licuación.

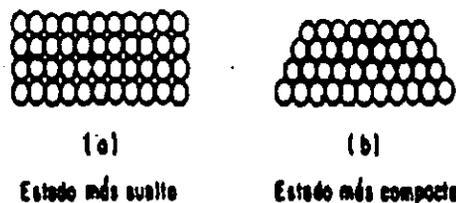


Fig. 2.2 Arreglo geométrico de un conjunto de esferas, (Juárez Badillo, 1997).

Condición descriptiva	Compacidad Relativa (%)
Suelta	< 35
Medio densa	35 - 65
Densa	65 - 85
Muy densa	> 85

Tabla 2.1, (MacCarthy, 1993).

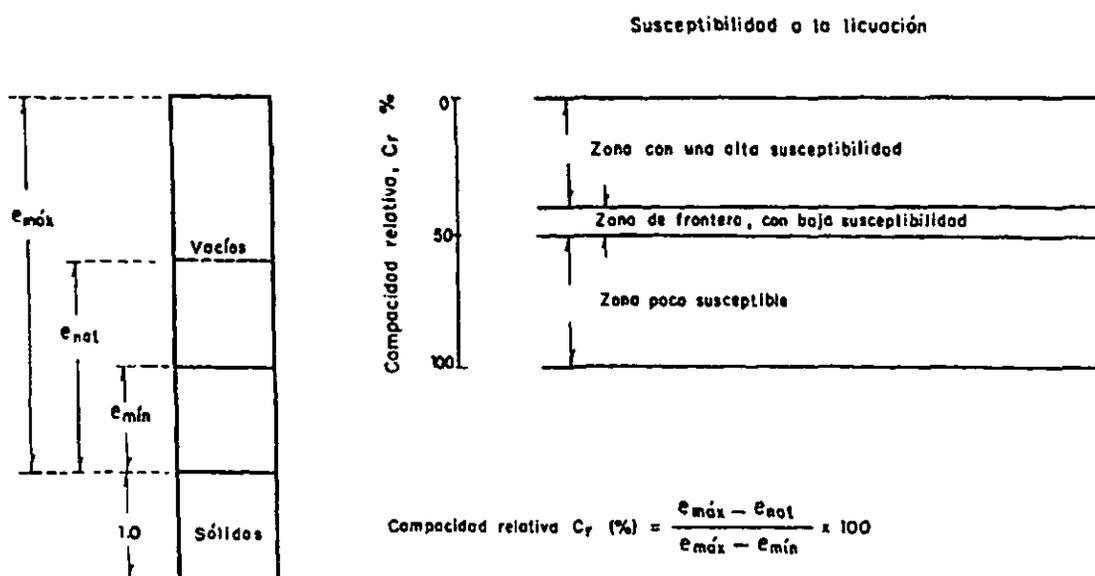


Fig. 2.3 Concepto de compacidad relativa, (Díaz Rodríguez, 1986).

#### 2.1.4 Relación de vacíos crítica (Díaz Rodríguez, 1986).

La evidencia experimental ha demostrado que las arenas “sueltas”, disminuyen su volumen bajo la acción de esfuerzos cortantes y que, por el contrario las arenas “densas” lo aumentan.

Con base en lo anterior, A. Casagrande (1936), determinó que la disminución de volumen de una arena densa tiende a la misma relación de vacíos a la cual puede deformarse sin cambio de volumen, a esta relación la denominó “relación de vacíos crítica.”

Así mismo, Casagrande obtuvo una curva de relación de vacíos crítica que dividía el comportamiento dilatante (bajo la curva) y contractivo (arriba de la curva) de la arena y la propuso como un medio para investigar la susceptibilidad de licuación. Sin embargo, después de analizar la falla de la presa Fort Peck se dió cuenta que la curva de relación de vacíos crítica no dividía realmente el comportamiento contractivo y dilatante de las arenas.

Castro (1969), modificó el concepto de relación de vacíos crítica con base en resultados de pruebas triaxiales consolidadas no drenadas (CU). La curva de estado crítico y los resultados se muestran en la Fig. 2.4.

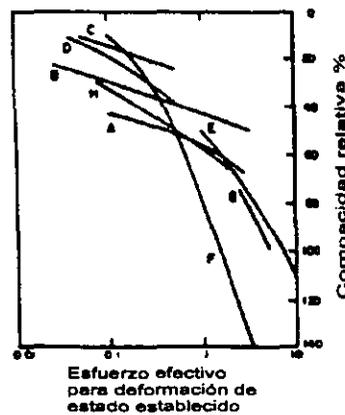


Fig. 2.4 Curvas de estado crítico en arenas, (Castro, 1969).

### 2.1.5 Principio de esfuerzo efectivo en arenas.

El suelo, se puede esquematizar como un conjunto de partículas sólidas que están circundadas por vacíos ocupados por agua o aire. Para el rango de esfuerzos usados normalmente en la práctica, se puede considerar que tanto la partícula sólida como el agua son incompresibles; el aire, por el contrario, es altamente compresible.

El volumen de la masa de suelo puede cambiar debido a una reestructuración de las partículas principalmente causada por un reacomodo y deslizamiento, este nuevo arreglo tiene como consecuencia un cambio en las fuerzas que actúan entre ellas. En un suelo

completamente saturado, en donde el agua se considera incompresible, sólo es posible la disminución de volumen si una parte del agua puede escapar a través de los vacíos. Por otra parte, en un suelo seco o parcialmente saturado, siempre es posible la disminución de volumen debido a que el aire en los vacíos se comprime.

En un esquema de este tipo, el esfuerzo cortante sólo puede ser resistido por el conjunto de partículas sólidas, a través de las fuerzas que se desarrollan en los diferentes puntos de contacto entre ellas (Fig. 2.5). El esfuerzo normal se resiste por medio de un incremento en las fuerzas de contacto entre partículas. Si el suelo está completamente saturado, el agua que ocupa los vacíos también puede ayudar a resistir ese esfuerzo normal con un incremento de presión.

Terzaghi, reconoció la importancia que tiene la transmisión de fuerzas en el suelo y obtuvo el principio de *esfuerzo efectivo* que sólo se aplica a suelos completamente saturados. Este principio relaciona tres tipos de esfuerzos:

1. El *esfuerzo total normal* ( $\sigma$ ) con respecto a un plano dentro de la masa de suelo, se define como la fuerza por unidad de área que se transmite en dirección normal a ese plano, considerando al suelo (conjunto partícula sólida - agua), como un solo material.
2. La *presión de poro* ( $u$ ), es la presión del agua que se encuentra en los vacíos que hay entre las partículas sólidas del suelo.
3. El *esfuerzo normal efectivo* ( $\sigma'$ ) representa al esfuerzo transmitido únicamente a través del conjunto de partículas sólidas del suelo.

La relación, por lo tanto es:

$$\sigma = \sigma' + u \quad (2.14)$$

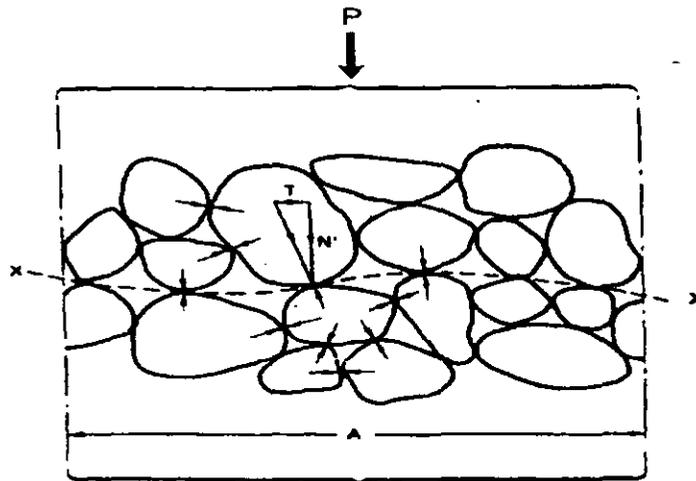


Fig. 2.5 Esfuerzos en la masa de suelo, (Craig, 1987).

Considerando una masa de suelo que tiene una superficie horizontal y con el nivel de aguas freáticas hasta la superficie, el esfuerzo vertical total (el esfuerzo total normal con respecto a un plano horizontal), a una profundidad  $z$ , es equivalente al peso de todo el material (sólidos + agua) por unidad de área sobre esa profundidad:

$$\sigma_v = \gamma_{\text{sat}} Z \quad (2.15)$$

La presión de poro, se puede considerar hidrostática ya que los vacíos entre las partículas son continuos; por lo tanto, a una profundidad  $z$  se tiene:

$$u = \gamma_w Z \quad (2.16)$$

Entonces, de la ecuación 2.15, el esfuerzo vertical efectivo a una profundidad  $z$  será:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u \quad (2.17)$$

$$= (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) Z \quad (2.18)$$

$$= \gamma' Z \quad (2.19)$$

En donde  $\gamma'$  es el peso específico sumergido del suelo.

## 2.2 Diagnóstico en campo de suelos susceptibles a licuación.

Debido a la importancia que ha tomado el fenómeno de la licuación, numerosos investigadores han propuesto diversas alternativas de evaluación de la susceptibilidad a licuación en depósitos de suelos granulares, estas se pueden clasificar en tres categorías (Díaz Rodríguez, 1986):

- 1). Métodos empíricos.
- 2). Métodos simplificados.
- 3). Métodos de análisis basados en el cálculo de la respuesta del terreno.

### *1. Métodos empíricos.*

Se basan en la comparación de las condiciones de los sitios donde ocurrió o no licuación, con las condiciones del sitio que se desea analizar. Dentro de esta categoría se encuentran el criterio del WES (Waterways Experimental Station), el criterio de Florin e Ivanov, el criterio de Kishida y el criterio de Oshaki.

### *2. Métodos simplificados.*

Consisten básicamente en comparar la resistencia obtenida en pruebas de laboratorio con los esfuerzos que provocará el sismo calculados en forma simplificada; en esta categoría están los métodos propuestos por Seed e Idriss (1970) y el propuesto por Casagrande (1976).

### *3. Métodos de análisis basados en el cálculo de la respuesta del terreno.*

Actualmente, existe una cantidad considerable de modelos numéricos, para analizar la respuesta dinámica de suelos granulares sujetos a cargas sísmicas; estos modelos difieren entre sí en:

- a) Las hipótesis de partida.
- b) La representación de las relaciones esfuerzo-deformación.
- c) La generación de la presión de poro.
- d) Los métodos para integrar las ecuaciones de movimiento.

De estos modelos, se pueden mencionar los desarrollados en la Universidad de California, Berkeley; en la Universidad de Michigan, Ann Arbor y; en la Universidad de British Columbia, Vancouver.

La mayoría de estos modelos implican un detallado programa de laboratorio, con la correspondiente necesidad de contar con el equipo adecuado y personal especializado. Sin embargo, se considera que es necesario que en el momento en el cual el constructor tenga que trabajar sobre un depósito de suelo granular, cuente con un método de fácil ejecución y relativamente rápido, con el objeto de obtener una evaluación preliminar de la susceptibilidad de licuación de dicho depósito. Por tal motivo, se analizará el método propuesto por Seed e Idriss (1971), y el propuesto por Díaz Rodríguez y Armijo Palacio (1991), ambos como alternativas que son de utilidad en la situación arriba mencionada.

Cabe aclarar, que se propone el uso de cualquiera de estos métodos como un análisis preliminar de la susceptibilidad del depósito a la licuación, es decir, en el momento en que se determine (ya sea por la propuesta de Seed e Idriss ó la de Díaz Rodríguez y Armijo Palacio), que el depósito tiende a licuarse, se tendrá que realizar un análisis más completo.

### *2.2.1 Análisis de la susceptibilidad a licuación por el método simplificado de Seed e Idriss, 1971.*

Este método consiste en comparar los esfuerzos inducidos por el sismo en los estratos licuables con los que puede resistir el suelo sin que ocurra licuación.

Procedimiento simplificado para evaluar el esfuerzo inducido por un sismo.

El esfuerzo cortante máximo  $\tau_{\text{máx}}$  que actúa en un punto del depósito de suelo a una profundidad  $z$ , en donde la máxima aceleración de la superficie del terreno es  $a_{\text{máx}}$ , y suponiendo que la masa de suelo se comporta como un cuerpo rígido es:

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{\gamma z}{g} a_{\text{máx}} \quad (2.20)$$

En donde:

$a_{\text{máx}}$  = aceleración máxima en la superficie del terreno.

$\gamma z$  = presión vertical total a la profundidad  $z$ .

$g$  = aceleración de la gravedad.

$\tau_{\text{máx}}$  = esfuerzo cortante máximo a la profundidad  $z$ .

Debido a que el suelo se comporta en realidad como un cuerpo deformable, el esfuerzo cortante real que actúa a la profundidad  $z$  es:

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{\gamma z}{g} a_{\text{máx}} r_d \quad (2.21)$$

En donde  $r_d$ , es un coeficiente de reducción de esfuerzo con valor menor que uno. En la Fig. 2.6 se observa que los valores de  $r_d$  para las profundidades de hasta 12 m. (considerada como la profundidad crítica para la ocurrencia de licuación), no presentan mucha dispersión por lo que, para calcular el máximo esfuerzo cortante inducido por un sismo a profundidades menores de ésta, basta con utilizar el valor promedio de  $r_d$  indicado en la misma figura. Con base en la historia de esfuerzos cortantes inducidos por el sismo, se consideró que el promedio de estos es aproximadamente el 65% del esfuerzo cortante máximo, por lo que:

$$\tau_{\text{prom}} = 0.65 \gamma z C s r_d \quad (2.22)$$

En donde  $C_s$  = Coeficiente Sismico =  $a_{m\acute{a}x}/g$ .

El numero de ciclos significativos en el comportamiento del material dependerá de la duración del sismo. Para fines prácticos, se puede usar la siguiente tabla:

Tabla 2.2, (Seed e Idriss, 1971)

Magnitud del sismo	No. de ciclos significativos
7	10
7 ½	20
8	30

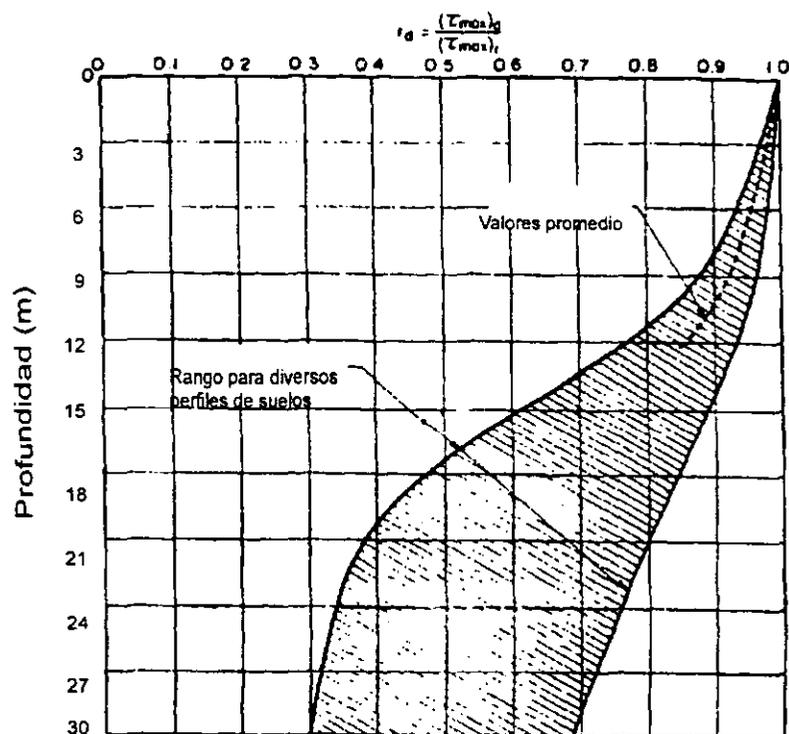


Fig. 2.6 Factor  $r_d$ , (Seed e Idriss, 1971)

Procedimiento simplificado para evaluar el esfuerzo que provoca licuación.

Las investigaciones realizadas por Seed e Idriss, permitieron determinar que el esfuerzo necesario para provocar la licuación en el suelo a una compacidad relativa dada, se puede estimar por medio de la siguiente expresión:

$$\left( \frac{\tau}{\sigma_o} \right)_{ICr} \approx \left( \frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_a} \right)_{150} D_r \frac{C_r}{50} \quad (2.23)$$

En donde :

$\sigma_o$  = Presión efectiva inicial en el suelo.

$\tau$  = Esfuerzo cortante desarrollado en un plano horizontal.

$\left( \frac{\tau}{\sigma_o} \right)_{ICr}$  = Relación de esfuerzos en la que se provoca licuación en condiciones de campo. El sufijo Cr, indica Compacidad relativa.

$\left( \frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_a} \right)_{150}$  = Relación de esfuerzos a la cual se provoca licuación, determinado con base en pruebas de laboratorio para una compacidad relativa de 50.  
Figs. 2.7 y 2.8.

$D_r$  = Factor de corrección que se aplica a las pruebas de laboratorio para obtener las condiciones que causan licuación en campo Fig. (2.9).

$C_r$  = Compacidad relativa.

Esta expresión toma en cuenta las características granulométricas del suelo representadas por  $D_{50}$ .

Suponiendo por ejemplo, que se evalúa un suelo con las siguientes características: 1) Depósito de arena mediana con  $D_{50}$  de 0.15 mm, 2) Nivel de agua a 1.3 m de profundidad y 3) Sujeto a un movimiento sísmico de 6.5 ° de magnitud.

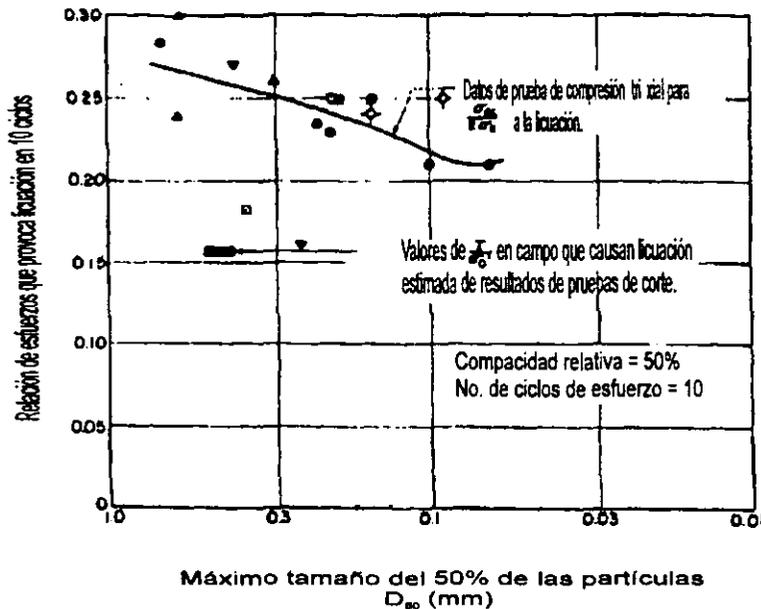


Fig. 2.7 Relación de esfuerzos a la cual se provoca licuación, (Seed e Idriss, 1971)

Para depósitos cuyo nivel de agua se encuentra a profundidades entre 0 y 3 m, la profundidad crítica es de 6 m y, en donde el nivel de agua se encuentre a profundidades de hasta 4.5 m, la profundidad crítica es de 9 m.

El esfuerzo cortante promedio inducido para 10 ciclos (Tabla 2.2), se determina con la ec. (2.22) para un  $r_d = 0.95$  (Fig. 2.6). Por lo que:

$$\tau_{\text{prom}} = 0.65 \times 0.95 \frac{\gamma z}{g} a_{\text{máx}} \quad (2.22.1)$$

Si el esfuerzo cortante requerido para provocar licuación inicial en 10 ciclos es  $\tau_{10}$ , entonces:

$$\frac{\tau_{10}}{\sigma'_o} \approx \left( \frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_a} \right)_{150} Dr \frac{Cr}{50} \quad (2.23.1)$$

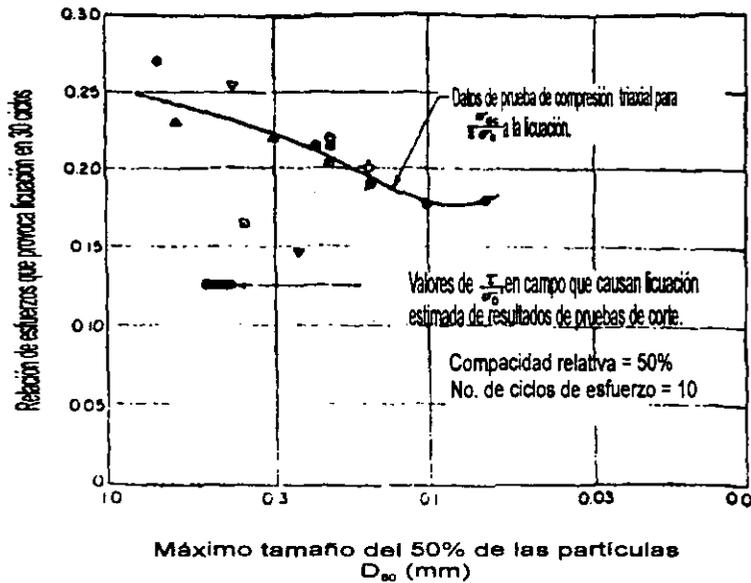


Fig. 2.8 Relación de esfuerzos a la cual se provoca licuación, (Seed e Idriss, 1971)

Para un suelo con  $D_{50} = 0.15$  mm, de la Fig. 2.7 se tiene:

$$\left( \frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_a} \right)_{150} = 0.23 \quad (2.23.2)$$

Por lo que:

$$\tau_{10} \approx 0.23 Dr \frac{Cr}{50} \sigma'_o$$

La arena tendrá una licuación inicial sí:

$$\tau_{prom} = \tau_{10}$$

Entonces:

$$0.65 \times 0.95 \frac{\gamma z}{g} a_{m\acute{a}x} = 0.23 D r \frac{C r}{50} \sigma'_o \quad (2.24)$$

ó

$$a_{m\acute{a}x}/g = (0.0074 \sigma'_o D r C r) / \gamma Z$$

Para el nivel de agua a una profundidad de 1.3 m, teniendo como profundidad crítica 6 m, y considerando  $\gamma = 2.6 \text{ T/m}^3$  se tiene:

$$\gamma Z = 15.6 \text{ T/m}^2; U = 4.7 \text{ T/m}^2; \sigma'_o = 10.9 \text{ T/m}^2.$$

Por lo que:

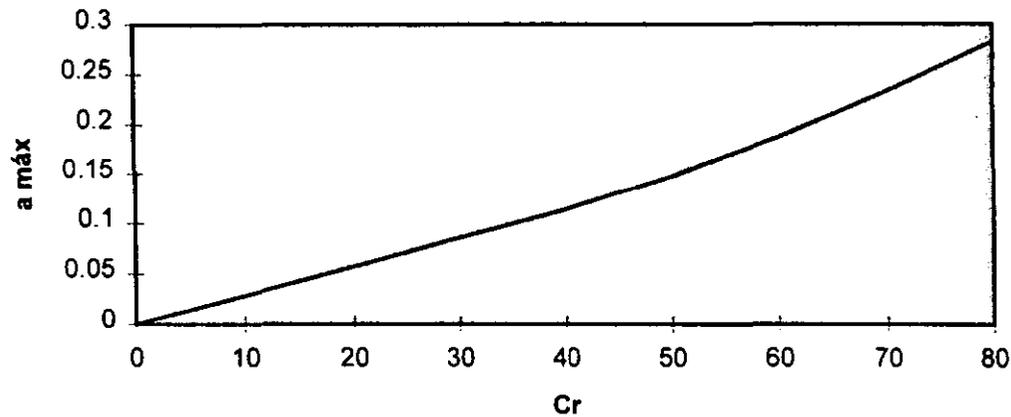
$$a_{m\acute{a}x}/g = 0.0052 D r C r$$

Para diferentes valores de  $C r$  y, obteniendo el coeficiente  $D r$  de la Fig. 2.9 se tiene:

$C r$	$D r$	$a_{m\acute{a}x}/g = 0.0052 D r C r$
10	0.55	0.029
20	0.55	0.057
30	0.55	0.086
40	0.55	0.114
50	0.57	0.148
60	0.60	0.187
70	0.64	0.233
80	0.68	0.283

El dibujo de resultados se presenta en la siguiente gráfica:

**Gráfica 2.1**



Esta gráfica, determina el potencial a licuación del depósito si se conoce la  $a_{máx}$  del mismo a causa de un sismo, determinando la Cr en campo por el método de Gibbs y Holtz (1957), a partir de la gráfica de la Fig. 2.10. En zonas donde no se cuente con datos reales de la  $a_{máx}$  desarrollada en sismos anteriores, se pueden usar como una aproximación los datos de la Fig. 2.11 (Manual de diseño, C.F.E. 1993).

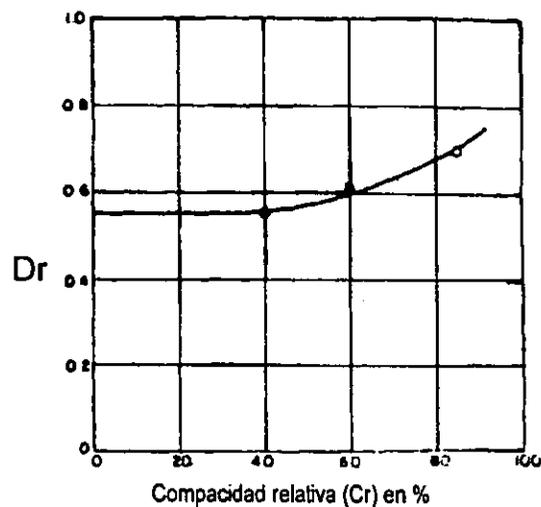


Fig. 2.9 Determinación del coeficiente  $D_r$ , (Seed e Idriss, 1971)

Al realizar comparaciones de los resultados del método descrito con respecto a las zonas en donde ocurrió licuación, los autores elaboraron gráficas que resultan de gran utilidad en la evaluación preliminar de la susceptibilidad a licuación en depósitos de suelo granular. Estas relacionan la resistencia a la penetración estándar con la profundidad en metros para suelos con nivel freático a profundidades de 1.5 y 3 m, y con aceleraciones máximas de 0.15 y 0.25 de la gravedad, respectivamente (Figs. 2.12 y 2.13).

Es importante considerar que la prueba de penetración estándar al ser utilizada en arenas, queda sujeta a algunas variables que pueden alterar significativamente el número de golpes (N) necesarios para hincar el muestreador, las mas frecuentes son:

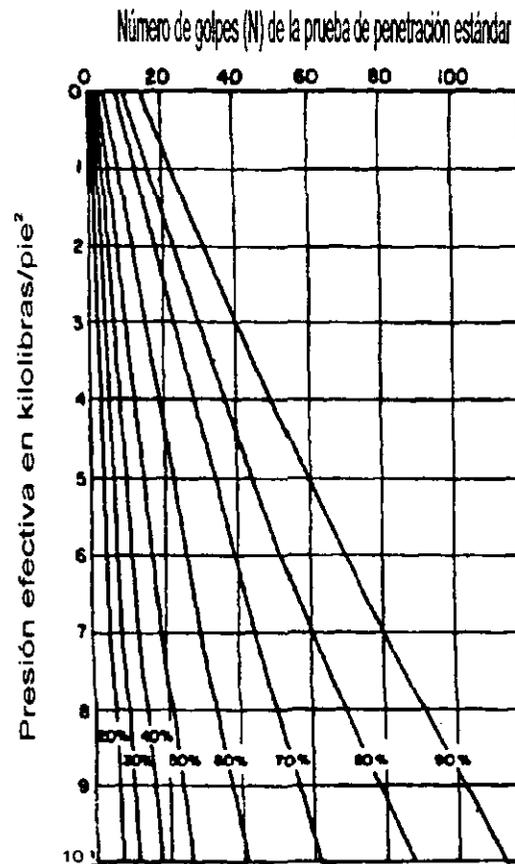


Fig. 2.10 Determinación de la Compactación Relativa, (Gibbs y Holtz, 1957).

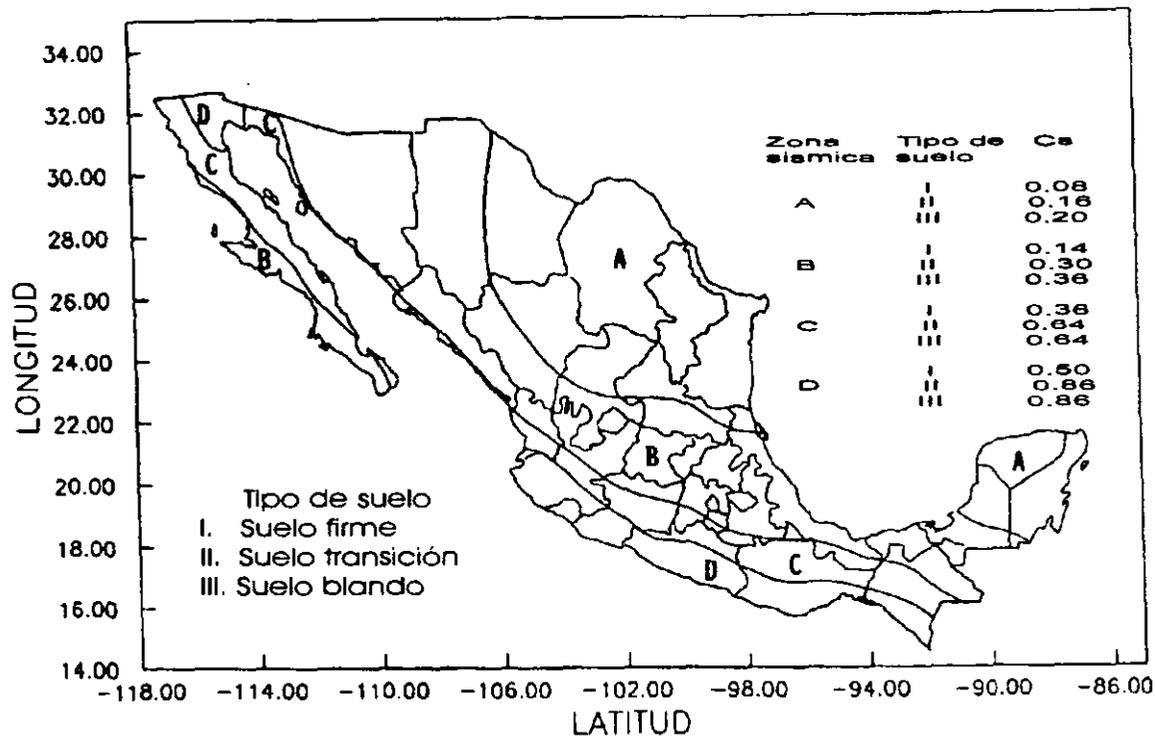


Fig. 2.11 Determinación de Cs para la República Mexicana, (Manual de diseño, C.F.E. 1993)

- A) La variación del nivel de agua o lodo de perforación; ya que si existe un flujo descendente, el número de golpes tiende a incrementarse, mientras que un pequeño artesianismo lo reduce significativamente.
- B) Las maniobras rápidas de meter y sacar las barras de perforación equivalen a un bombeo del agua del sondeo, y con ello se genera succión en el suelo, reduciéndose así la compacidad de las arenas.
- C) El empleo de brocas de chiflón sin control de la presión de inyección de agua, altera y erosiona el suelo por ensayar.
- D) El empleo de barras pesadas tiende a reducir el número de golpes.

E) La fricción entre el cable con el que se levanta el martinete golpeador y la polea que se utiliza, así como el excesivo número de vueltas del cable en el malacate de fricción, reducen la energía con que golpea el martinete.

F) Generalmente por descuido, la altura de caída del martinete no se conserva constante.

G) Es frecuente encontrar que tanto el muestreador como el martinete, no cumplen con las especificaciones establecidas.

Por lo anterior, es posible afirmar que una desventaja de la prueba de penetración estándar es que está sujeta a errores de operación y que es necesario tener un estricto control del procedimiento para evitar cualquier variación en los resultados.

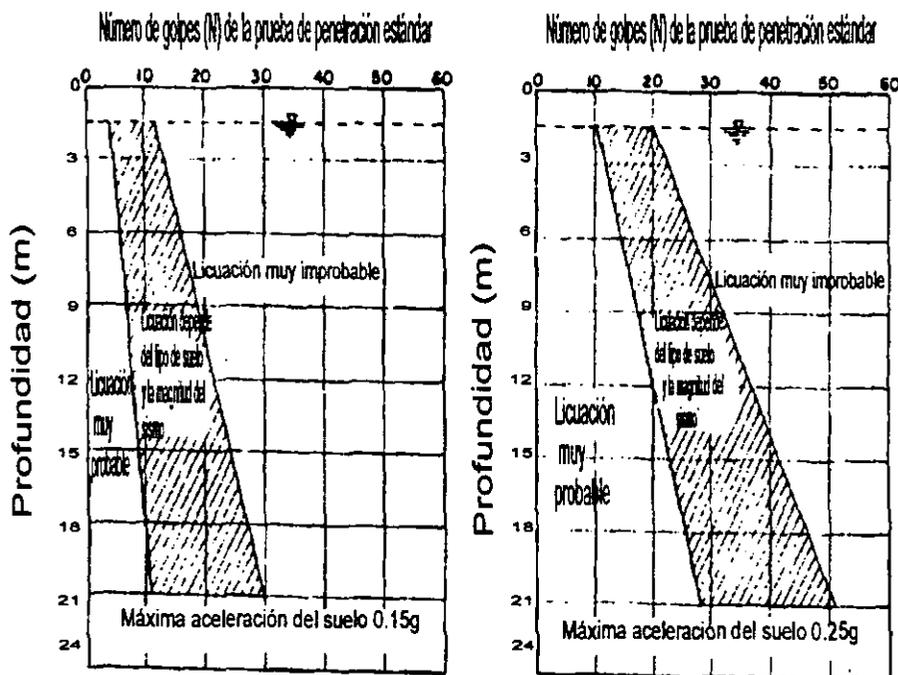


Fig. 2.12 Gráficas de susceptibilidad a licuación para nivel de aguas a 1.5 m de la superficie, (Seed e Idriss, 1971)

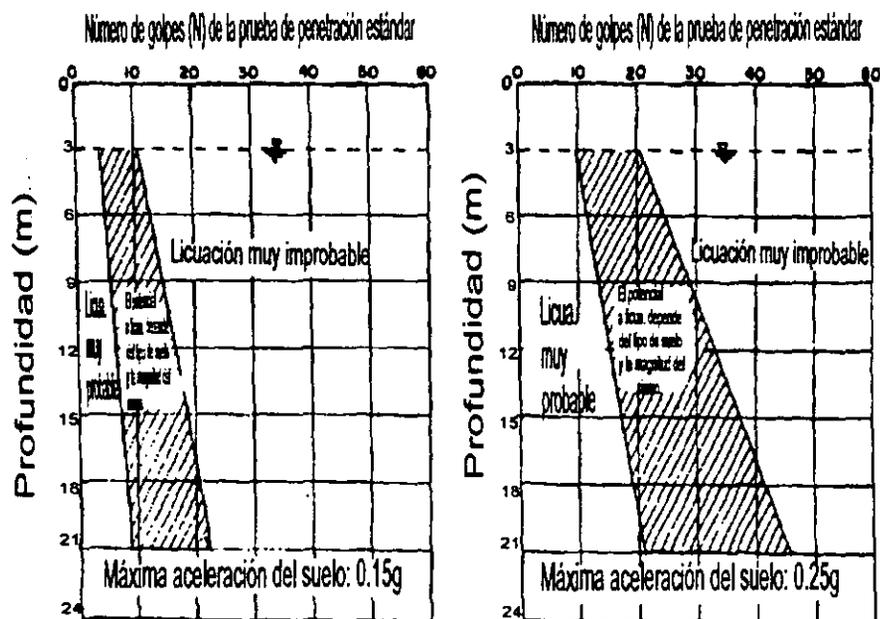


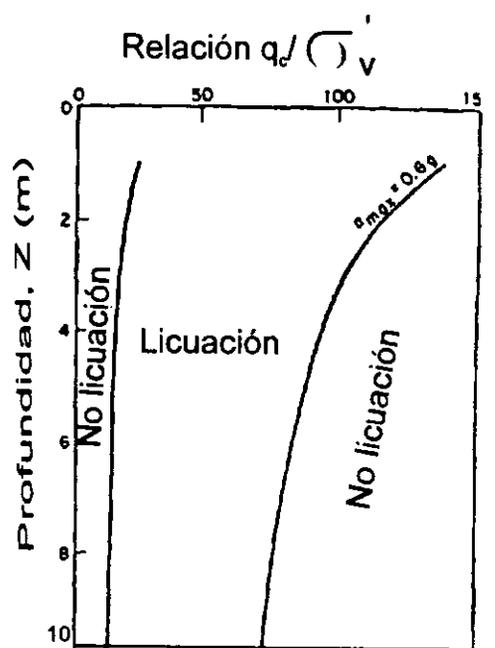
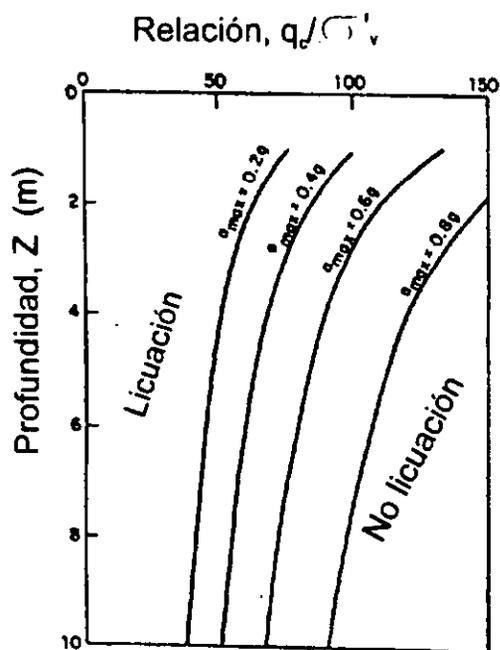
Fig. 2.13 Gráficas de susceptibilidad a licuación para nivel de aguas a 3.0 m de la superficie, (Seed e Idriss, 1971)

### 2.2.2 Análisis de la susceptibilidad a licuación por el método propuesto por Díaz Rodríguez- Armijo Palacio (1991).

Este método se basa en el establecimiento de una correlación entre la resistencia a la penetración del cono eléctrico, la presión efectiva y, la máxima aceleración del suelo ( $a_{m\acute{a}x}$ ) para diversas intensidades sísmicas, con el fin de predecir el potencial de la arena a licuación.

Para el desarrollo de este método, los investigadores realizaron pruebas de penetración del cono en zonas donde ocurrió y no ocurrió licuación, obteniendo gráficas (con límites izquierdo y derecho) con respecto a la profundidad. El índice principal usado para determinar la resistencia del suelo a licuación durante el sismo, es la relación  $q_c/\sigma'_v$ , donde  $q_c$  es la resistencia a la penetración del cono en el suelo y  $\sigma'_v$  es el esfuerzo efectivo a la profundidad considerada.

Las gráficas obtenidas como resultado de estas pruebas se muestran en la Fig. 2.14, y sirvieron de base para la obtención de gráficas de correlación como las que se muestran en la Fig. 2.15.



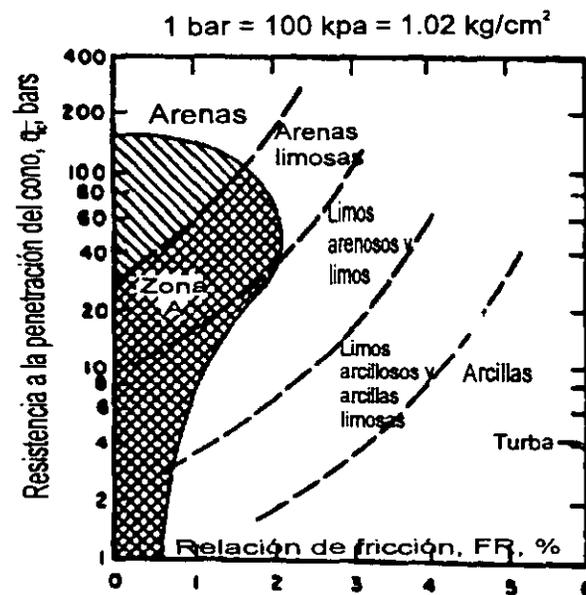


Fig. 2.16 Estimación del tipo de suelo con base en la resistencia a la penetración del cono estático, (Robertson y Campanella, 1985).

El desarrollo del método es el siguiente:

- 1) Con los datos obtenidos de la prueba de cono eléctrico y con la ayuda de la gráfica de la Fig. 2.16 (Robertson y Campanella, 1985), se puede estimar el tipo de suelo en estudio, dando una atención especial a los estratos de suelo granular fino que se encuentren debajo del nivel de aguas freáticas.
- 2) Con base en pruebas sobre muestras de suelo inalteradas, calcular es el peso específico saturado ( $\gamma_{sat}$ ), y el esfuerzo vertical efectivo ( $\sigma'_v$ ), para después, normalizar los valores de  $q_c$  con respecto a  $\sigma'_v$ , y obtener un diagrama en cuyas abcisas se encuentren los valores de  $q_c/\sigma'_v$ , y en las ordenadas los valores de la profundidad correspondiente ( $Z$ ).
- 3) Al realizar la prueba de cono hay que tomar en cuenta que los suelos cuya relación  $f_s/q_c$  sea mayor de 2.5 % se consideran no susceptibles a licuación (en donde  $f_s$  es el

coeficiente de fricción lateral determinado en la misma prueba); los suelos con valores menores al anteriormente mencionado, pueden licuarse o no, dependiendo de la localización de los puntos correspondientes  $q_c/\sigma'_v$ , que se superponen en las gráficas de las figuras 2.14 y 2.15. Así mismo las  $a_{m\acute{a}x}$  para alguna región en especial, se pueden determinar con base en la gráfica de la Fig. 2.11.

Algunas de las ventajas que tiene el uso de la prueba de cono eléctrico, estriban principalmente en la simplicidad de su ejecución, la posibilidad de obtener un registro continuo y rápido de la resistencia a la penetración, y que no influye en gran porcentaje la habilidad del operador en los resultados.

### 3. MÉTODOS DE DENSIFICACIÓN.

#### 3.1 Estudios previos para la selección de una alternativa de densificación.

En los capítulos anteriores se describió el fenómeno de licuación y la forma en la que se puede evaluar, de una manera simple, la susceptibilidad de licuación en un depósito de suelo granular.

Cuando en un depósito, existe susceptibilidad a la licuación durante la ocurrencia de un sismo, es necesario establecer un programa de selección de alternativas de mejoramiento de dicho depósito, con el fin de asegurar un buen comportamiento del suelo y de la estructura ante dicha sollicitación.

Las medidas enfocadas a la prevención de daños en estructuras a causa de la licuación del suelo se pueden clasificar en las siguientes dos categorías:

1. Mejoramiento del suelo para evitar la ocurrencia a la licuación.
2. Realización de un diseño estructural que minimice los daños en caso de que la licuación se presente.

En la práctica, por lo general, se adopta la combinación de estos dos factores.

Así mismo, la primera categoría ( que en este caso en particular, se entenderá como densificación), se puede dividir en los siguientes aspectos:

- a) Mejorar las condiciones del depósito de tal forma que su estructura no colapse bajo la acción de una carga cíclica (sismo).
- b) Procurar una rápida disipación de la presión de poro.

En la práctica, también es posible combinar estos dos aspectos.

Similarmente, la segunda categoría (que se basa en el diseño estructural), se puede clasificar en los siguientes aspectos:

- a) Reforzar la estructura para conservar la estabilidad de la misma.
- b) Aligerar las fuerzas externas (fuerzas de desequilibrio provocadas por el excesivo desplazamiento del suelo licuable), a través de juntas flexibles o modificando el diseño de la estructura.

También en la práctica, es posible la combinación de estos dos aspectos.

La Fig. 3.1 (Ministerio de Transporte de Japón, 1997), muestra un resumen de la estrategia básica a seguir para la prevención de daños en estructuras debido a la licuación del suelo; como se observa en la misma, hay una diversidad de caminos enfocados a la disminución del riesgo de daños a causa de licuación, la elección ya sea de uno o la combinación de varios métodos, depende de diversos factores tales como espacio disponible, colindancias, costos, accesos, etc. La Fig. 3.2 (Ministerio de Transporte de Japón, 1997), es una sugerencia del procedimiento a seguir para analizar un método en especial a través de un diagrama de flujo, en la misma figura, se puede observar como práctica general, el diseñar el área de suelo a mejorar después de haber seleccionado un método de prevención, ya que muchas veces en la práctica se hace necesario re-seleccionar el método debido a las restricciones del sitio, como se indicó anteriormente.

La Tabla 3.1 es un resumen de las diversas formas de prevención de daños debido a la licuación del suelo. En el presente trabajo se profundizará en las alternativas de densificación mencionadas en la misma.

En este capítulo se realizará un análisis detallado de las siguientes alternativas de densificación de depósitos de suelo granulares: a) vibroflotación, b) vibrodesplazamiento, c) vibrocompactación y d) compactación dinámica.

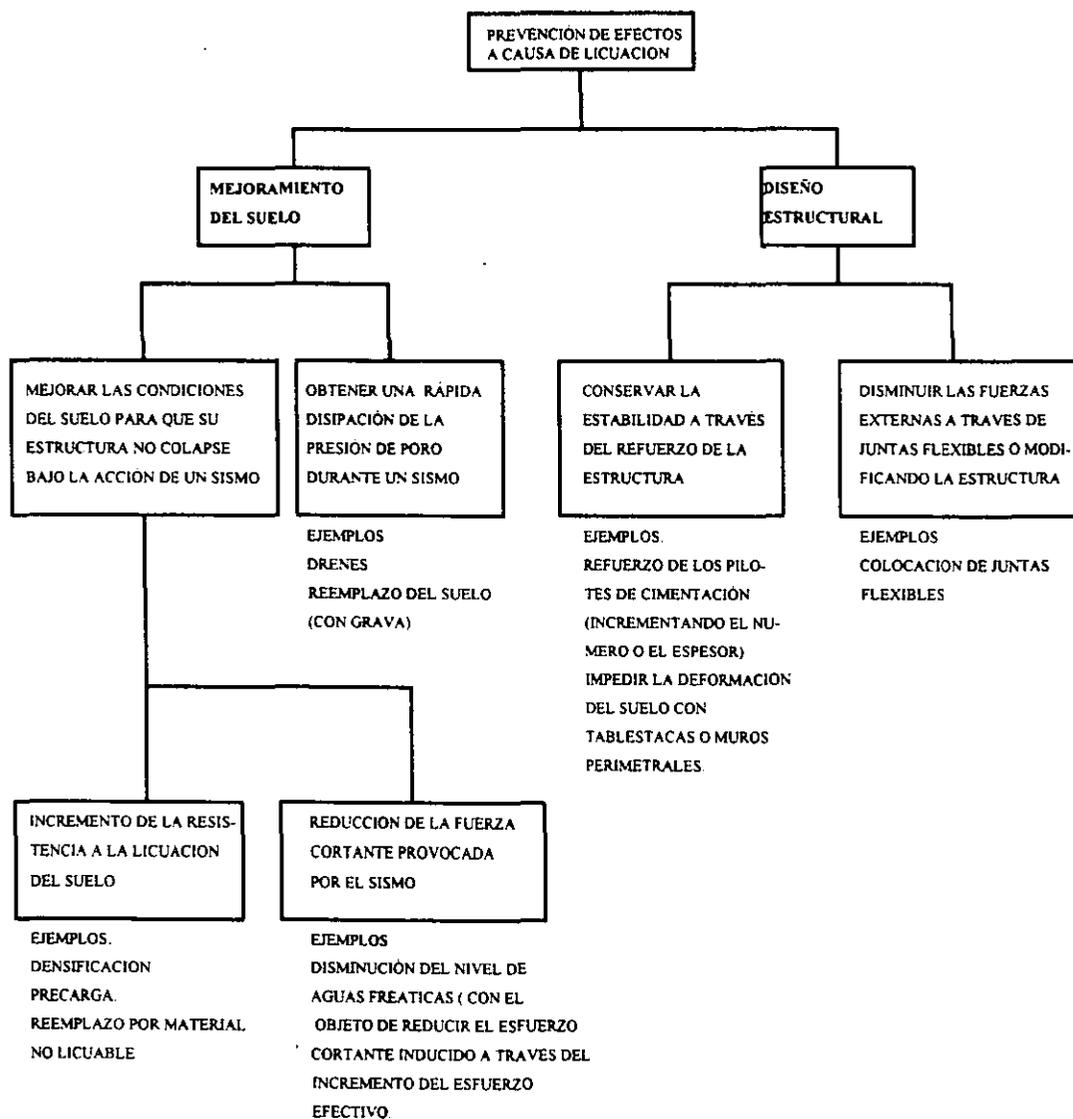


Fig. 3.1 Estrategias básicas para la solución de los problemas de licuación.

(Ministerio de Transporte de Japón, 1997)

Tabla 3.1 Medidas para la prevención de daños a causa de la licuación.

Principio	Nombre del método	Profundidad de influencia	Resumen	Influencia en las áreas adyacentes	Observaciones
Densificación	Pilote de arena	NT a 35 m aprox.	Se inserta el ademe de acero a la profundidad deseada por medio de un vibrador, y se agrega arena para compactarla al extraer el ademe.	Este método produce altos niveles de ruido y vibración. La cantidad de ruido y vibración, varía dependiendo del equipo usado.	La eficiencia de la densificación es alta para suelos con contenidos de finos menores del 20 al 30%. El número de golpes (N) de la SPT se incrementa a valores de 25 a 30 aproximadamente.
	Vibrocompactación.	NT a 20 m aprox.	La densificación del suelo se realiza a través del hincado (con la ayuda de vibración) de un tubo de acero, y rellenando con arena desde la superficie del terreno.	Este método produce menor ruido y vibración que el del pilote de arena.	La eficiencia de la densificación es alta para suelos que tienen un contenido de finos menores del 15 al 20%. El N de la SPT se incrementa a valores de 15 a 20.
	Vibroflotación.	N.T a 20 m aprox.	El suelo se densifica a través de una tubería de acero en cuya punta se descarga un chorro de agua y que además, cuenta con una carga excéntrica que proporciona una vibración adicional. En el cono de abatimiento que se forma, se agrega arena desde la superficie.	Este método produce mucho menor ruido y vibración que cualquiera de los métodos mencionados arriba.	La eficiencia de la densificación es alta, en lo que respecta a suelos con contenidos de finos menores de 15 o 20%, y el (N) de la prueba SPT se incrementa a valores de 15 a 20.
	Compactación dinámica.	NT a 10 m aprox.	El suelo se densifica a través de impactos provocados por la caída de una masa 10 a 30 ton aproximadamente, a alturas de entre 25 a 40 m.	Este método produce altos niveles de vibración.	Se dificulta la densificación cuando el suelo tiene alto contenido de finos.

Tabla 3.1 Cont.

Principio	Nombre del método	Profundidad de influencia	Resumen	Influencia en las áreas adyacentes	Observaciones
Disipación de la presión de poro.	Drenes de grava	NT a 20 m aprox.	El pilote de grava se instala por medio de un ademe insertado en el suelo a la profundidad deseada una vez en su lugar, el ademe se extrae dejando la grava que funcionará como dren disipando la presión de poro generada durante el sismo.	La influencia en las áreas adyacentes es mínima.	Por lo regular, este método se usa cuando la densificación es difícil. Si el contenido de finos es alto y la permeabilidad es baja, se dificulta la aplicación de este método.
	Dispositivo de drenaje incorporado a pilotes o tablestacas.	-	Pilotes con un dispositivo de drenaje se insertan en el subsuelo a la profundidad deseada.	El ruido y la vibración depende del método de hincado que se use.	El pilote evita asentamientos de la superestructura.
Cementación y solidificación	Mezclado profundo	NT a 30 m aprox.	Utilización de un material estabilizante como el cemento para mezclarlo con el suelo. Hay dos enfoques: uno es el mejoramiento de todo el suelo, y el otro es el mejoramiento de una parte del suelo para formar paredes perimetrales.	La influencia en las áreas adyacentes es mínima.	La prevención a la licuación es posible, aún en suelos debajo de estructuras existentes, debido a la instalación de un muro mezclado en la periferia.

Tabla 3.1 Cont.

Principio	Nombre del método	Profundidad de influencia	Resumen	Influencia en las áreas adyacentes	Observaciones
Reemplazo	Método de reemplazo	NT a 5 m aprox.	El suelo propenso a licuación, se reemplaza por material no licuable.	Es necesario planear la disposición del suelo excavado.	Es posible todo tipo de construcción en el nuevo material.
Disminución del nivel de aguas freáticas	Pozos profundos	Disminución del nivel de agua hasta 15 o 20 m. aprox.	El perímetro del área de suelo licuable, se rodea con un muro divisorio de tablestacas, y se disminuye el NAF. con pozos profundos.	Hay que tomar precauciones en lo referente a la consolidación y asentamiento del suelo, y la disminución del NAF en las áreas vecinas.	Este método se puede aplicar en subsuelos debajo de estructuras existentes. Hay que considerar los costos de operación
Restricción del esfuerzo cortante.	Muro perimetral.	-	La prevención a licuación se puede obtener mediante un muro que rodee el área licuable y así restringir la deformación del suelo que se ocasiona por el sismo.	Influencia mínima en las zonas adyacentes.	Este método, también puede prevenir la propagación de la presión de poro que se genera hacia las zonas circundantes.
Precarga.		Depende del ancho del terraplén.	La precarga se aplica al subsuelo a través de un terraplén con el objeto de consolidarlo antes de construir sobre él.	La influencia en las zonas adyacentes es mínima.	Se debe considerar el costo de acarreo del material a usar.
Refuerzo estructural.	Pilotes de cimentación.	-	Si la resistencia del pilote es alta, aumenta la resistencia a licuación.	La influencia en las zonas adyacentes es mínima.	
	Tablestacas.	-	La deformación del suelo, provocada por el esfuerzo cortante durante la licuación, se restringe con un muro perimetral de tablestacas.	Hay ruido y vibración durante el hincado.	Este método, también puede prevenir la propagación de la presión de poro que se genera hacia las zonas circundantes.

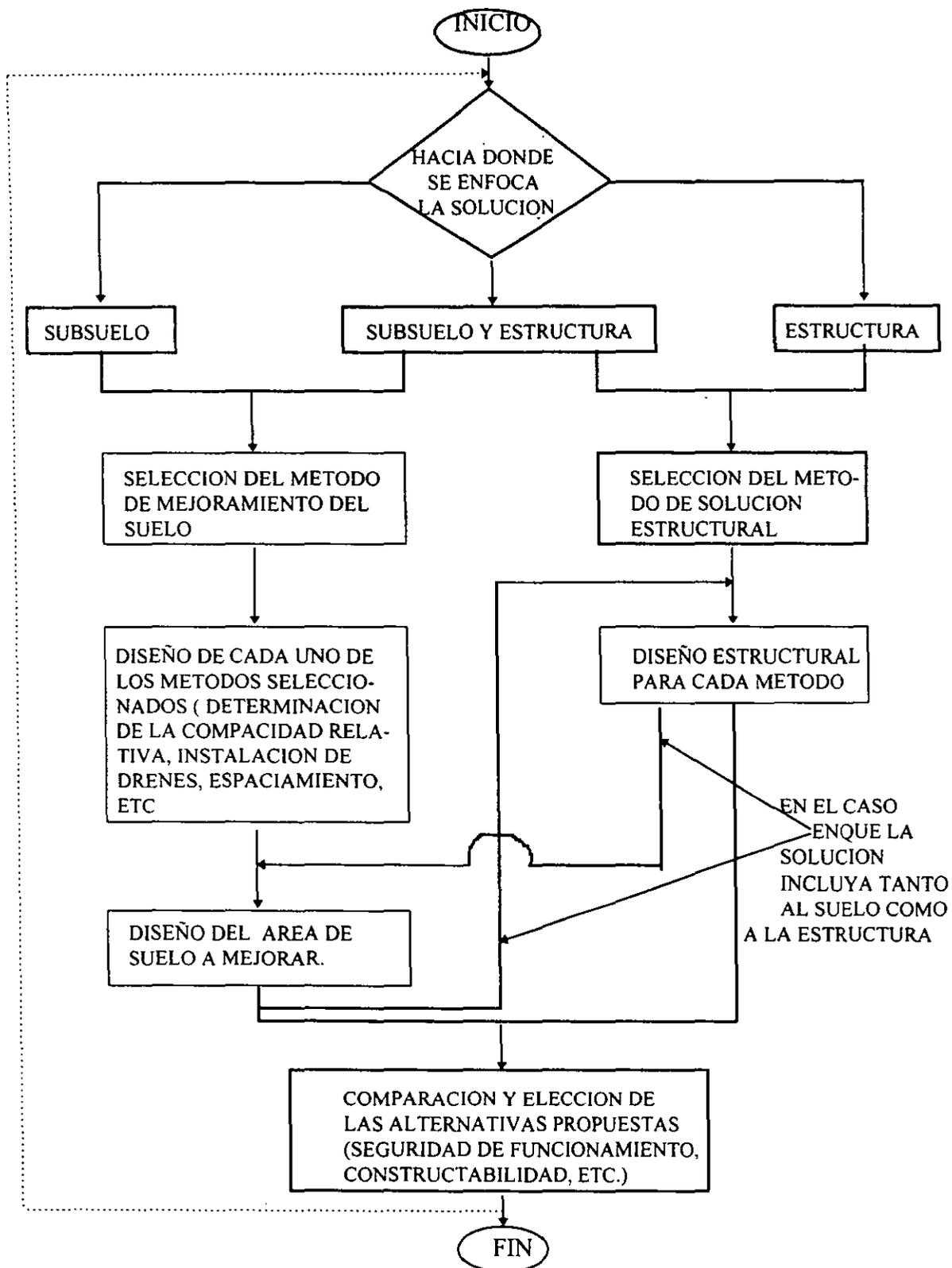


Fig. 3.2 Procedimiento para la elección del método de solución a los problemas de licuación. (Ministerio de Transporte de Japón, 1997)

### 3.2 Métodos de densificación.

Existen en la actualidad dos formas de lograr la densificación en un depósito de suelo granular, la primera consiste en vibrar el depósito en forma interna a través de la inserción de un equipo vibrador en dicho depósito y, la segunda, consiste en provocar la densificación de manera externa, es decir, provocar la vibración en el depósito por medio de impactos en la superficie del mismo.

Dentro de la primera categoría se encuentran los métodos de densificación por vibroflotación, vibrodesplazamiento y vibrocompactación, entre otros, y en la segunda, se encuentra principalmente el método de compactación dinámica. En este capítulo se realizará un análisis detallado de cada una de las alternativas mencionadas y se evaluará la factibilidad de aplicación de éstas con respecto a circunstancias específicas, desde el punto de vista económico, constructivo y operativo.

#### 3.2.1 Vibroflotación.

La técnica de la vibroflotación para densificación de depósitos de suelo granulares, se inventó en Alemania durante los años 30's, y se desarrolló posteriormente a partir de la década de los 40's en Estados Unidos y Europa. En México se aplicó por primera vez en el Puerto de Alvarado, Ver. en el año de 1966, (Tamez, 1979).

Este método tiene como objetivo el densificar el depósito a través de la introducción en el subsuelo de un equipo denominado "Vibroflot" que consiste principalmente de un tubo (ademe) que se divide en dos secciones (Fig. 3.3), la primera consta de una zona de aislación (absorción de la vibración), y la segunda, es la sección en donde se encuentra el motor hidráulico, una masa excéntrica y en la punta, boquillas que sirven para lanzar el chorro de agua a presión.

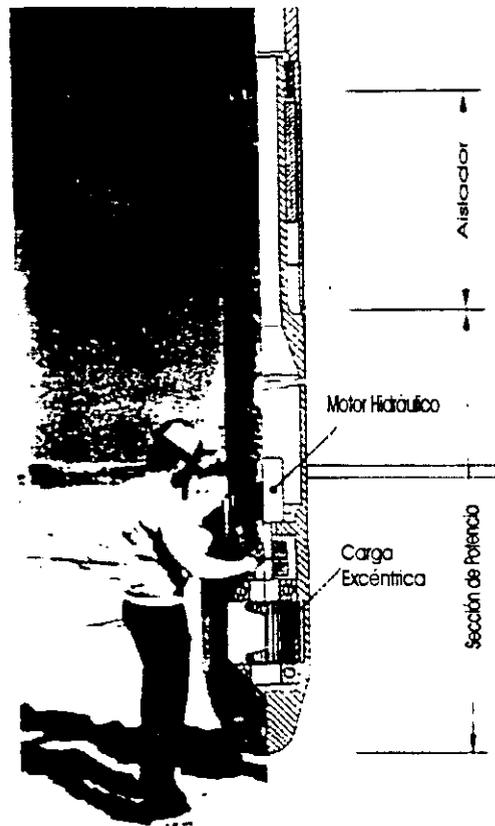


Fig. 3.3 Partes del Vibroflot. (Bauer, 1997)

El efecto del proceso de vibroflotación se basa en el hecho de que las partículas de suelos no cohesivos se pueden reacomodar a través de una vibración provocada dentro del depósito y, que además, con la ayuda de un chorro de agua, se reduce temporalmente la fricción entre las partículas del mismo y se depositan por gravedad en un estado más compacto (Fig. 3.4).

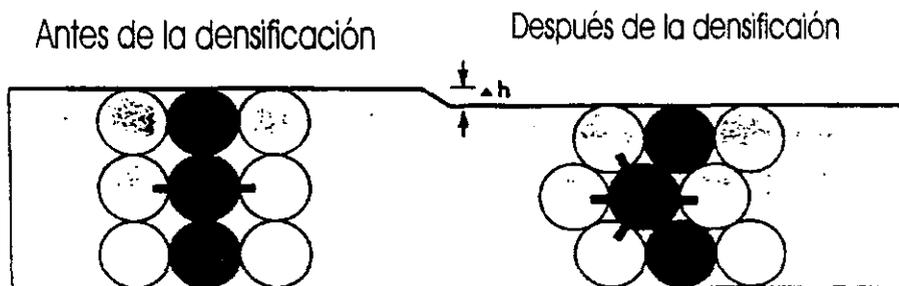


Fig. 3.4 Densificación del suelo. (Keller, 1997)

## 3.2.1.1 Descripción del método.

La vibroflotación se aplica eficientemente en suelos no cohesivos ó ligeramente cohesivos tales como arena y grava; los límites de aplicabilidad del método con respecto a la granulometría del depósito se muestran en la Fig. 3.5, en la misma, se observa que la vibroflotación es aplicable en suelos con contenidos de finos menores del 40% y que su efectividad disminuye conforme aumenta el contenido de finos del suelo, de la misma figura, se pueden mencionar cuatro aspectos importantes:

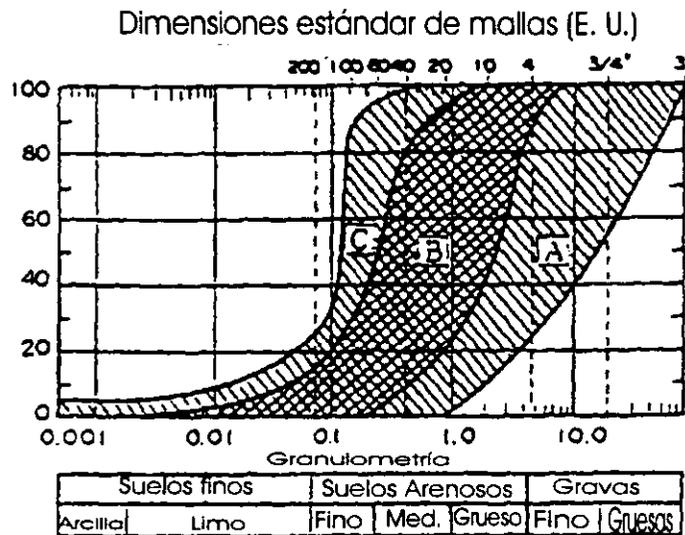


Fig. 3.5 Granulometría óptima para vibroflotación. (Ministerio de Transporte de Japón, 1997)

- 1) El método de vibroflotación es más efectivo en arenas sueltas cuya granulometría se encuentre dentro de la zona B.
- 2) La densificación con este método es muy difícil en arenas cuya granulometría se encuentre dentro de la zona C.
- 3) Es posible densificar los suelos en los que una parte de su curva de distribución granulométrica pase a través (cruce) de la zona C.
- 4) La penetración del Vibroflot se dificulta en arenas densas, arenas cementadas, y gravas de la zona A.

La secuencia de operación del método es la siguiente (Fig. 3.6):

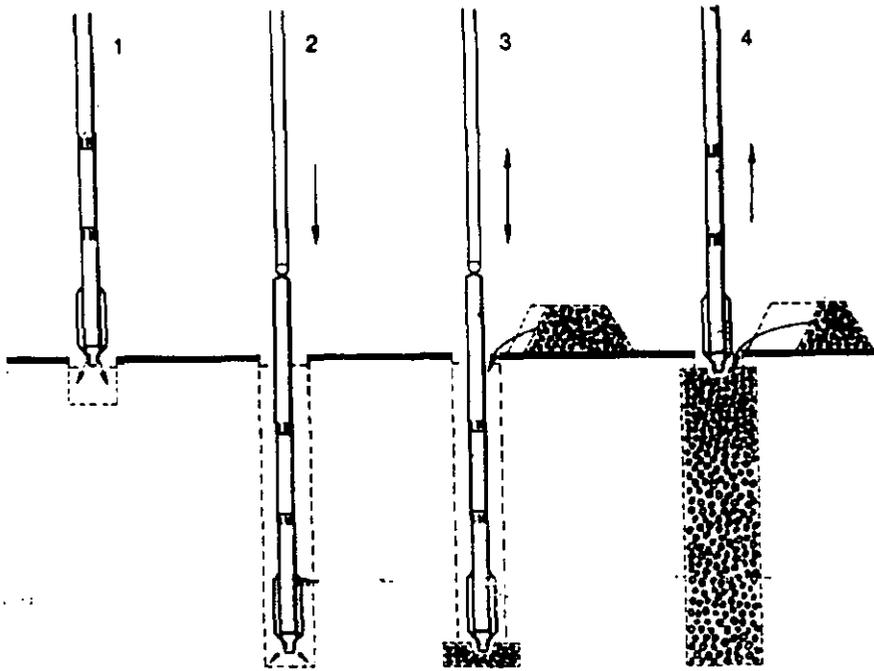


Fig. 3.6 Secuencia de operación de la vibroflotación. (Bauer, 1997)

1. Se inicia la penetración del Vibroflot en el terreno con la ayuda del chorro de agua, por lo regular se usa una presión de agua de más de 0.8 Mpa (115 lb/plg<sup>2</sup>), y un gasto de aproximadamente 3,000 l/min.
2. La combinación del chorro de agua con la vibración, provoca una licuación temporal del suelo, permitiendo que el vibrador se hunda por su propio peso a una velocidad aproximada de 1 a 2 m/min.
3. Cuando el vibrador llega a la profundidad deseada, se corta la circulación del agua. La acción del vibrador disminuye la presencia de huecos (vacíos) entre los granos y, a su vez, el agua y el vibrado en combinación forman un cráter alrededor del vibrador, en el cual se deposita material granular desde la superficie, ya sea con pala o con la ayuda de un cargador frontal pequeño Fig. 3.7.

4. El vibrador se extrae lentamente (aproximadamente a una velocidad de 0.3 m/min), produciendo al final una zona densificada de aproximadamente 2.0 a 4.0 m. de diámetro.

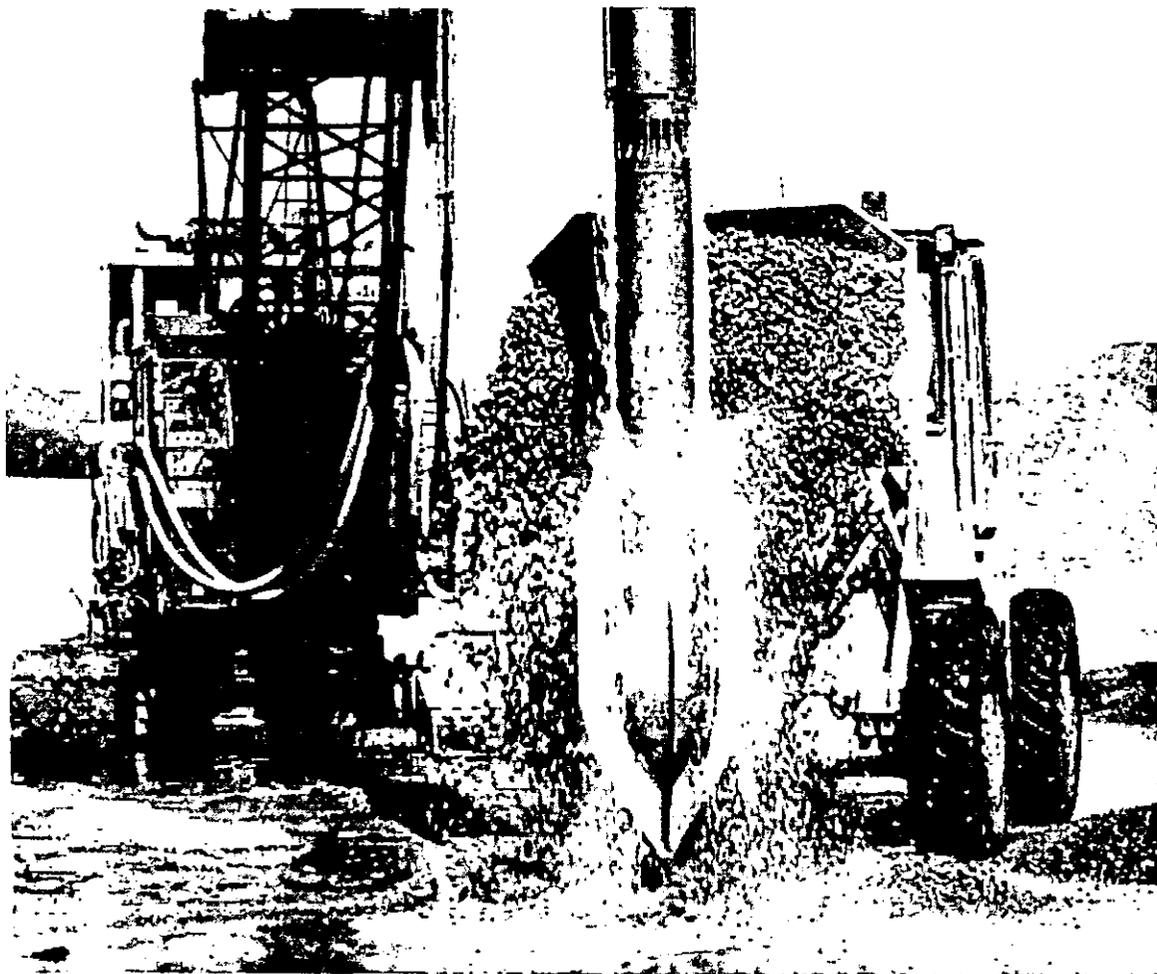


Fig. 3.7 Relleno del cráter con cargador frontal. (Keller, 1997)

El volumen de material granular utilizado para el relleno varía dependiendo del método con que se deposita y de la capacidad del Vibroflot, una estimación de dicho volumen se verá más adelante. Cuando se trata de mejorar áreas muy extensas se recomienda el uso de un par de Vibroflots al mismo tiempo, esto se hace principalmente en suelos bajo el nivel freático (Fig. 3.8). Este método puede densificar los depósitos tratados hasta una compacidad relativa ( $C_r$ ) de entre aproximadamente 70% y 90%.

### 3.2.1.2 Procedimiento de Diseño.

El diseño del método de vibroflotación se enfoca principalmente a la búsqueda de la separación óptima de los puntos en donde se introduce el Vibroflot, a fin de obtener los mejores resultados de densificación, sin embargo, junto con esto, se obtienen parámetros importantes como la profundidad, granulometría y cantidad del material de relleno, etc. El diseño se puede realizar con base en uno de los dos aspectos siguientes:

- Diseño con base en datos recabados como resultado de la aplicación del método con anterioridad.
- Diseño con base en pruebas *in situ*.

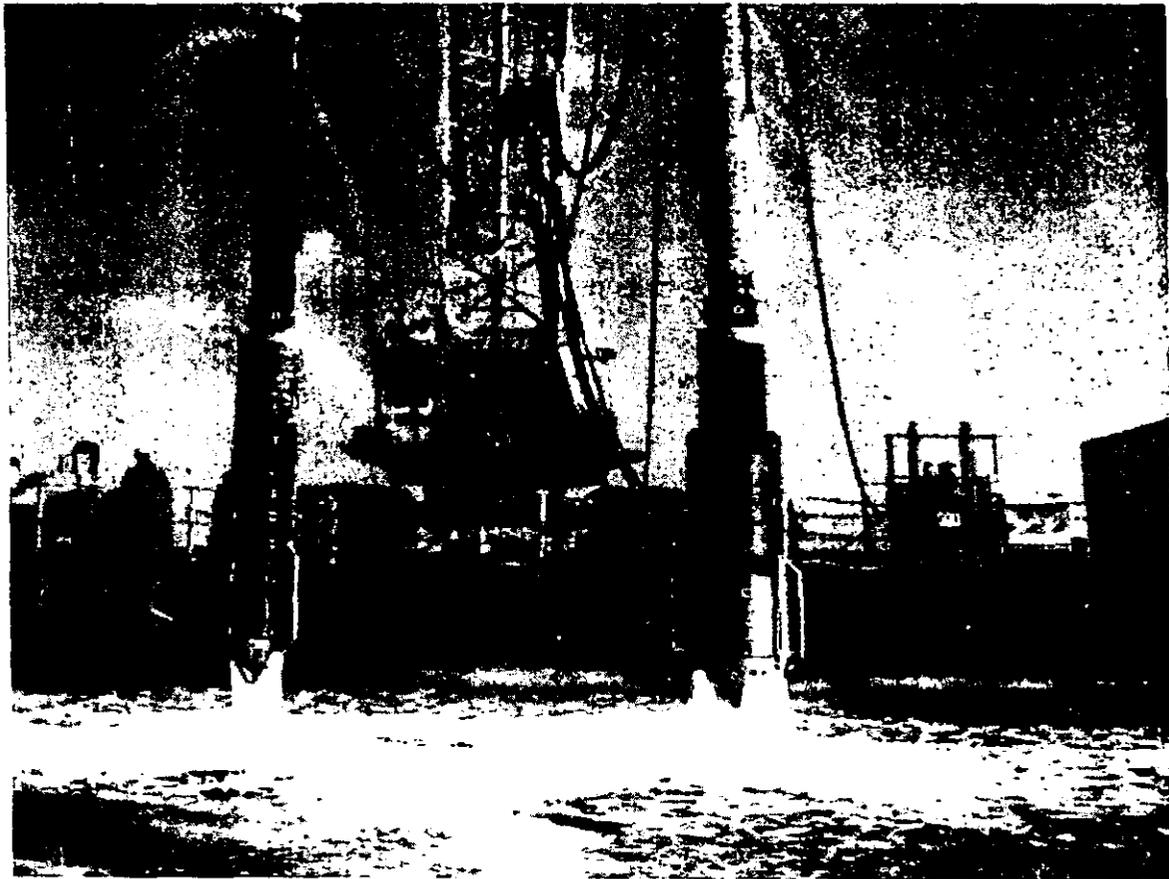


Fig. 3.8 Operación simultánea de dos Vibroflots, (Keller, 1997 ).

a) Diseño con base en datos recabados de la aplicación del método con anterioridad.

Este método se basa en los datos disponibles de lugares en donde se utilizó el método de vibroflotación; se debe de contar principalmente con datos como el número de golpes de la prueba de penetración estándar (N) antes y después de la densificación; capacidades de los vibroflots; la separación entre los puntos de densificación y el tipo de suelo. Una practica que sin embargo no debe tomarse como regla general, es el considerar a un suelo cuya compacidad relativa (Cr) sea mayor del 70% como apto para desplantar con seguridad la estructura (D'Appolonia et al, 1955)..

Con base en datos recopilados en zonas donde se aplicó vibroflotación se dan los siguientes límites de aplicabilidad (Ministerio de Transporte de Japón, 1997):

Límites de aplicabilidad con respecto a la granulometría del suelo. Este aspecto se mencionó en el inciso anterior, en el que se muestra una gráfica con los límites obtenidos de varios casos tanto en Europa como en Estados Unidos. La Fig. 3.9 es un ejemplo de la obtención de los límites para 11 casos estudiados en Japón (Ministerio de Transporte de Japón, 1997), cuyo patrón de instalación tuvo la forma de un triángulo equilátero y una separación entre cada punto de densificación de 1.2 a 1.5 m.

Los límites de aplicabilidad generalmente dependen de los valores de (N) que se desean obtener en el suelo, sin embargo, la gráfica de la Fig. 3.9 puede ser útil para el diseño del proceso.

Límites de granulometría para el material de relleno. Los materiales usados para el rellenar el cráter formado por el Vibroflot, generalmente son gravas, arenas gruesas, escoria, etc. Mientras más grueso sea el material de relleno, más grande es el efecto de densificación, sin embargo cuando la dimensión máxima del material exceda de 5 cm, la densificación ya no es efectiva.

Si se trata de material de relleno con dimensiones muy pequeñas la densificación no es uniforme, ya que la dispersión del material a causa del flujo ascendente del lodo impide la

penetración del Vibroflot en el suelo. Una buena estimación del tamaño del material de relleno, se muestra a través de los límites marcados con línea punteada de la Fig. 3.9.

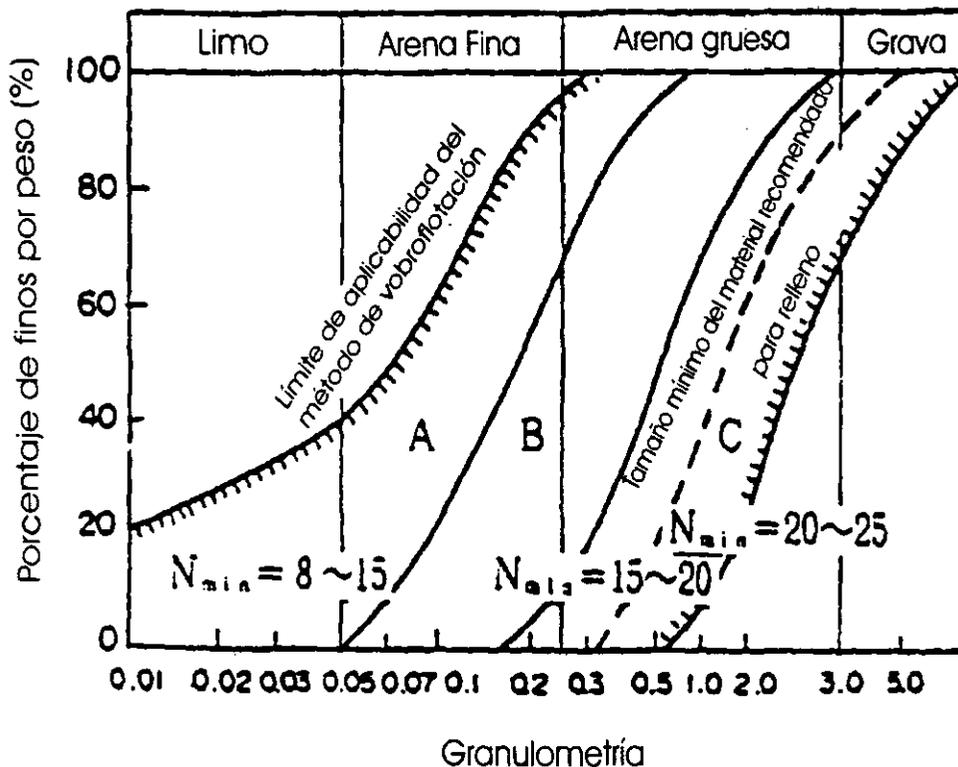


Fig. 3.9 Relación entre el valor mínimo de N que se obtiene a través de la densificación y la granulometría del suelo, *ejemplos de Japón*, (Ministerio de Transporte de Japón, 1997).

Valores esperados de N después de la densificación. Los valores de N (de la prueba de penetración estándar) que se muestran en la Fig. 3.9, son valores típicos obtenidos en el centro de un arreglo triangular; con estos, es posible estimar los valores que podrían ser obtenidos al aplicar el método bajo las mismas condiciones.

Disminución del efecto con respecto a la distancia. El efecto de densificación disminuye exponencialmente conforme aumenta la distancia horizontal con respecto al Vibroflot. La efectividad de la densificación se ve afectada considerablemente por el contenido de finos del suelo. Se ha visto que el rango de efectividad en la densificación de una arena que tiene más del 20% de finos es aproximadamente la mitad que el de una arena limpia.

Separación entre puntos de densificación. El arreglo más efectivo para la densificación es el que consiste en un triángulo equilátero, y la mayoría de las veces se usa una separación entre puntos de 1.2 a 1.5 m.

En un estudio realizado por D'Appolonia et al (1955), se encontraron los siguientes resultados:

1. La compacidad relativa en puntos alejados del Vibroflot de más de 90 cm no es mayor del 70%.
2. El efecto de las densificaciones adyacentes puede superponerse.
3. La superposición de efectos entre dos puntos densificados separados más de 2.4 m es pequeño.
4. Separaciones menores de 1.8 m pueden proporcionar dentro de toda el área densificada compacidades relativas mayores del 70%.
5. Los arreglos triangular y cuadrado proporcionan resultados similares, pero se prefiere el triangular por su efectividad en cuanto a la superposición de efectos.

Con base en lo anterior, los autores proponen separaciones entre puntos de 2.1 a 2.4 m. Cuando se trata de densificar depósitos de arena gruesa y limpia, se puede usar satisfactoriamente una separación de 2.4 m o aún más; mientras que para materiales más finos y materiales que contengan inclusiones de arcilla, se requieren separaciones menores.

Al realizar un estudio más detallado de la influencia de la superposición de efectos para un arreglo triangular de los puntos a densificar, estos investigadores elaboraron un procedimiento para determinar la separación mínima que proporcione una compacidad relativa mínima previamente especificada, y que se basa en la determinación de un coeficiente de influencia con respecto a la distancia del Vibroflot y la compacidad relativa que se desea obtener (Fig. 3.10) así, si en cualquier punto localizado dentro de la zona de densificación para dicho arreglo la suma de los coeficientes de influencia es mayor que 10,

se puede asegurar cuando menos, una compacidad relativa del 70% para ese punto. A manera de ejemplo, los autores propusieron el arreglo de la Fig. 3.11, en el que las separaciones entre puntos es de 7' 6" (2.30 m). Con base en la gráfica de la Fig. 3.16 (a), y para separaciones de 1, 2, 3, 4, 5, y 6 pies (0.3, 0.6, 0.9, 1.2, 1.5 y 1.8 m); se determinaron los coeficientes de influencia indicados en la misma figura, así para el punto A, la suma de los coeficientes de influencia es 12 y, por lo tanto, se asegura una compacidad relativa para dicho punto de más del 70% (Fig.3.10 (b)).

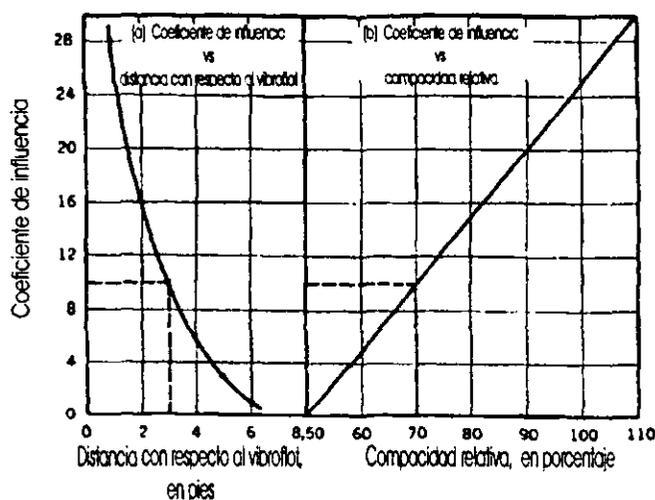


Fig. 3.10 Efecto de la distancia del Vibroflot y la Compacidad Relativa en el Coeficiente de Influencia. (D'Appolonia et al, 1955)

Cantidad del material de relleno. En zonas en donde se utilizaron Vibroflots de 7.5 HP y 10 HP, la cantidad de material de relleno fue aproximadamente de 0.14 a 0.22 m<sup>3</sup> por 1 m<sup>3</sup> de material densificado. Otra alternativa para estimar la cantidad de relleno, es que la cantidad de material de relleno por cada metro de profundidad es aproximadamente tres veces el volumen del Vibroflot.

El volumen de los Vibroflots usados en la actualidad en Japón, se puede calcular considerando que tienen una forma cilíndrica con diámetros que van de 216 a 319 mm. Estas estimaciones se pueden usar como referencia sin embargo, es necesario confirmarlos

mientras se ejecuta la operación, ya que se ven afectados en gran medida por las condiciones del suelo.

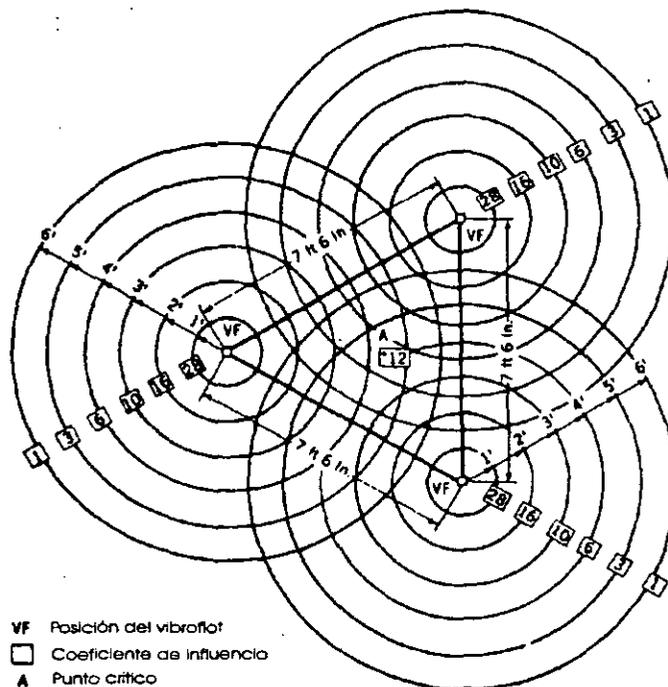


Fig. 3.11 Determinación de la suma de Coeficientes de Influencia. (D'Appolonia et al, 1955)

### b) Diseño con base en pruebas in situ.

Cuando exista un depósito con alto contenido de limo o que tenga estratos de arena y arcilla, o cuando no se disponga de datos reales de la aplicación del método con anterioridad, es preferible diseñar el proceso con base en los datos obtenidos de una prueba *in situ*.

El diseño de la prueba *in situ* usado en el método de vibroflotación, es similar al diseño del método de vibrodesplazamiento, sin embargo, es necesario referirse a los datos del apartado (a) con el objeto de comparar los resultados en lo que respecta a la distancia entre puntos de densificación y la cantidad de material de relleno, por ejemplo.

### c) Otras consideraciones.

Durante el diseño del procedimiento es necesario tomar en cuenta todos los factores que puedan afectar directa o indirectamente el comportamiento de su aplicación; algunos de ellos son: la cantidad extra de material de relleno, el equipo o la potencia del motor de acuerdo a la profundidad de la instalación, la influencia en las estructuras vecinas y estratos de arcilla que se intercalan en el depósito de arena. Sin embargo, es importante realizar un estudio más detallado de las características del suelo y de la zona, con el fin de definir otros aspectos importantes y considerarlos en el diseño.

Cantidad extra de material de relleno. En la práctica se ha visto que es necesario tomar en cuenta una cantidad extra de material, ya sea debido a pérdidas en el transporte o pérdidas durante la colocación. En lo que se refiere al uso de la vibroflotación, se ha encontrado que hay que considerar del 20 al 40% extra de la cantidad de material de relleno estimada.

Profundidad de instalación. Con Vibroflots de 7.5 y 10 HP de potencia, la máxima profundidad de instalación fue de aproximadamente 8 m; pero con el equipo utilizado en Japón, la máxima profundidad de instalación llegó hasta los 13.5 m con la misma potencia. Con el equipo recientemente introducido en Europa y cuya potencia es de 150 HP, se pueden densificar depósitos hasta los 30 m de profundidad.

El efecto de la densificación es mínimo cerca de la superficie del terreno y en el fondo del área tratada (con base en datos registrados en Estados Unidos y Europa, el efecto mínimo de la densificación está aproximadamente a 1.5 m arriba del fondo del área tratada). Para densificar la zona superficial se deben considerar algunas otras alternativas de densificación y, para el fondo, se debe tomar en cuenta este espesor al proponer la profundidad de instalación.

Influencia sobre estructuras vecinas. Cuando existen estructuras adyacentes a la zona de densificación se debe hacer una evaluación cuidadosa del estado de esas estructuras e investigar si existen registros de la aplicación de vibroflotación en la zona y del comportamiento de esas estructuras en este caso, ya que existe la posibilidad de influencia

negativa en dichas estructuras durante la densificación. Algunos aspectos a considerar son: 1) cambio del arreglo de instalación de tal manera que exista poca influencia en la zona adyacente, 2) cambio a otros métodos de prevención de licuación, por ejemplo instalación de drenes, 3) evitar la influencia a través de un tablestacado perimetral en dicha estructura, etc.

Estratos de arcilla interpuestos en los depósitos de arena. Si existe un estrato de arcilla dentro de la zona que se desea densificar, es muy probable que no se pueda formar el cono de abatimiento que produce el Vibroflot al penetrar en el suelo, esto dificulta la densificación debido a que el agua que circula hace que el suelo se vuelva viscoso por la presencia del suelo fino, por lo que se necesita más tiempo para que el material de relleno se deposite en el hueco. En estos casos se puede usar un material granular grueso o esperar a que el chorro de agua del Vibroflot limpie lo más posible la zona de finos.

### 3.2.2 Vibrodesplazamiento.

El objetivo de este método es densificar el depósito de suelo granular por medio de la instalación en el subsuelo de una columna de material que cumpla con ciertas características para que el suelo circundante a ésta se pueda contraer y desplazar. Este desplazamiento es auxiliado por la vibración que se provoca en el suelo al instalar el ademe a la profundidad de diseño, es por esta razón que en países europeos como Alemania, se le conoce como "*densificación por vibro-desplazamiento*".

El efecto de este proceso (Fig. 3.12), se basa en el hecho de que una vez colocada una parte de la columna de arena en el hueco que forma el vibrador, este último se levanta y se deja caer repetidamente, lo que provoca que la energía del vibrado y la presión del mismo sobre el relleno (arena), densifique y presione el suelo circundante. En comparación con el proceso de vibroflotación y con el de vibrocompactación, éste generalmente produce una mayor densificación; sin embargo, los efectos sobre el medio ambiente en el área

circunvecina de densificación son mas significativos y hay que tomarlos en cuenta en el momento de su elección.

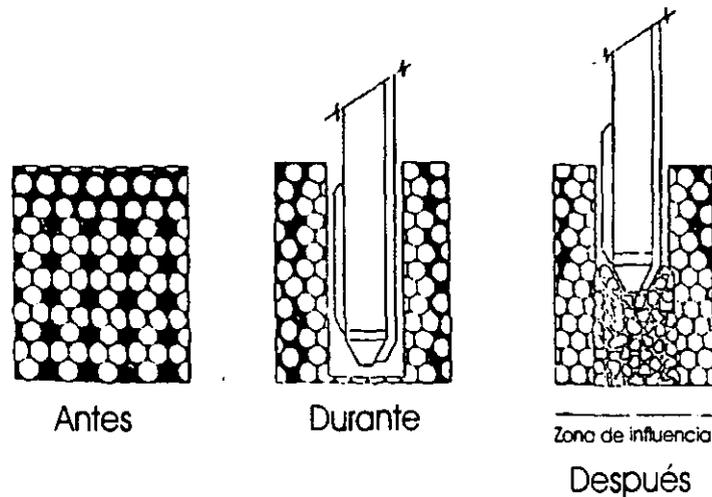


Fig. 3.12 Efecto del método de vibro-desplazamiento (Dobson, 1987)

### 3.2.2.1 Descripción de la técnica.

Este método se recomienda para arenas sueltas con porcentajes de contenido de finos menores del 40%. La Fig. 3.13 muestra los límites de aplicación de este método con base en las características de granulometría del depósito.

El equipo usado para la instalación, es el que se muestra en la Fig. 3.14, y consta de un vibrador con características similares al utilizado en la vibroflotación, al cual se le adiciona una tubería para el suministro del material de relleno. La Tabla 3.2, muestra las principales características del vibrador utilizado para este propósito en Alemania, incluyendo la capacidad del recipiente en el que se coloca el material de relleno. Cabe aclarar que estas son las características proporcionadas por un determinado proveedor, sin embargo los equipos en general son similares en el sentido de que sus principales funciones no se modifican.

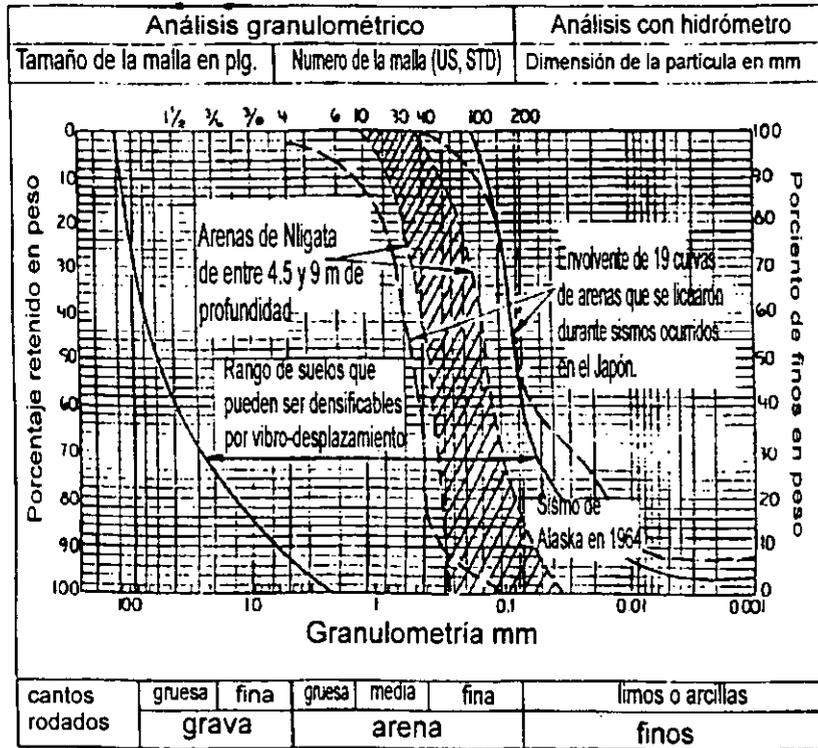


Fig. 3.13 Límites de aplicación del método de vibro-desplazamiento. (Dobson, 1987).

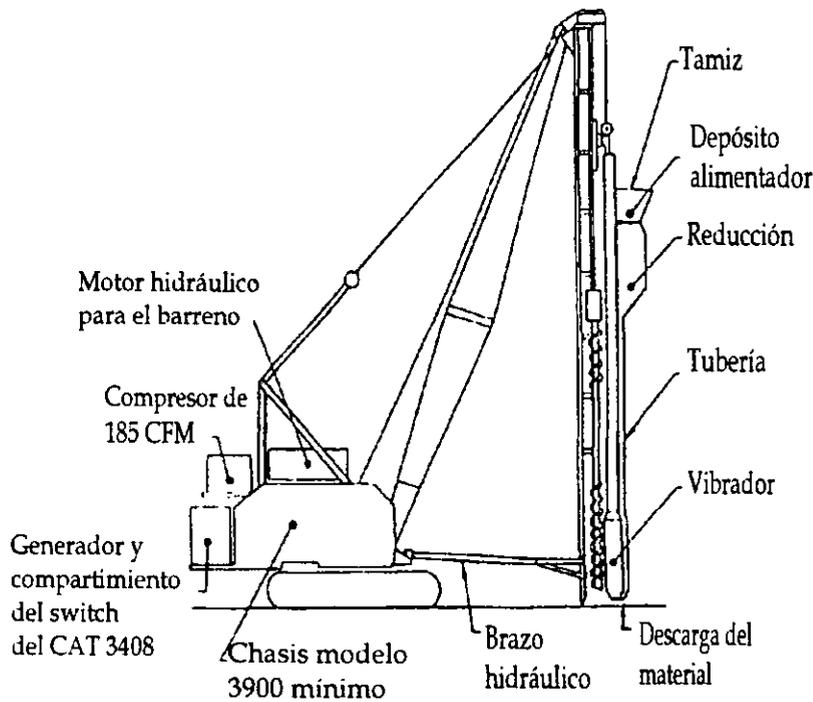


Fig. 3.14 Equipo usado en vibro-desplazamiento.(Dobson, 1987).

El procedimiento de instalación es el siguiente (Fig. 3.15):

1. Se inserta el vibrador en el suelo generalmente un poco más abajo del límite del estrato que se desea densificar al mismo tiempo, se llena de material la tubería y el recipiente alimentador.
2. Al llegar a la profundidad deseada, se alza el vibrador aproximadamente 0.5 m para instalar una parte de la columna de arena.
3. Se vuelve a insertar el vibrador en el suelo para que la porción de columna instalada se compacte e incremente su diámetro. Esta operación se repite mientras se extrae el vibrador a intervalos de aproximadamente 0.5 m.

<b>Tipo</b>	TR 13
<b>Poder hidráulico paquete H 180</b>	Potencia de salida 118 kW
<b>Presión máx. de aceite</b>	4.694 lb/plg <sup>2</sup>
<b>Frecuencia máx.</b>	3.250 rpm
<b>Fuerza centrífuga</b>	150 kN
<b>Desplazamiento en la punta del elemento vibrador</b>	± 3 mm
<b>Profundidad aprox. de penetración</b>	hasta 22 m
<b>Flujo</b>	aire
<b>Capacidad del recipiente alimentador</b>	1 m <sup>3</sup>

Tabla 3.2 Datos técnicos del equipo de vibro-desplazamiento. (Bauer, 1997).

### 3.2.2.2 Procedimiento de diseño.

Al igual que con el método de vibroflotación, el diseño para la instalación de este método se puede realizar de acuerdo con dos puntos de vista; en el primero, el diseño se basa en registros de la aplicación del método con anterioridad; y en el segundo, se basa el diseño de pruebas de *in situ*. En esta sección se mencionarán ambos casos.

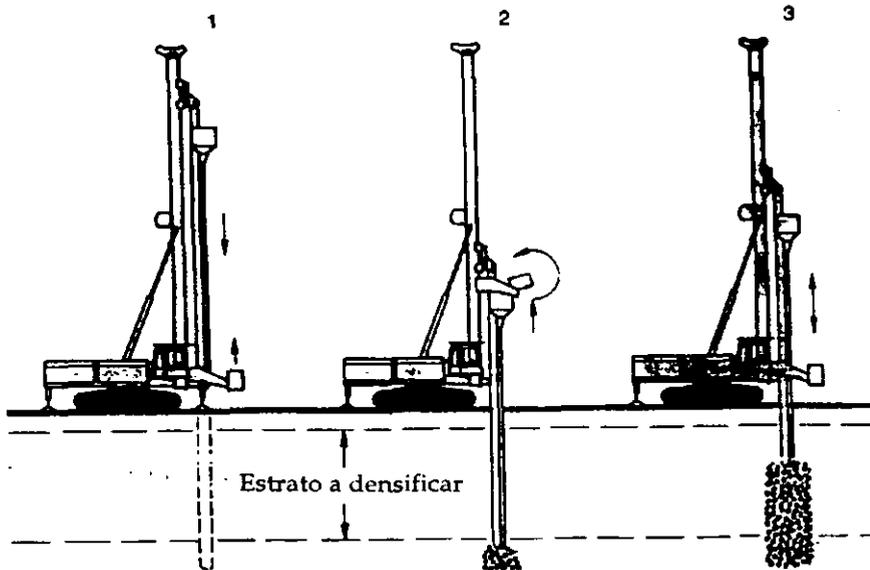


Fig. 3.15 Procedimiento de instalación de la columna de arena. (Bauer, 1997)

a) Diseño basado en registros obtenidos de la aplicación del método.

En la actualidad, se cuenta con registros confiables con los que se pueden determinar parámetros útiles para el diseño del proceso como la relación de remplazo ( $F_v$ ) de los pilotes (columnas), las características de los suelos, y los valores de  $N$  de la prueba de penetración estándar antes y después de la densificación, con estos se pueden realizar buenos diseños de instalación. Este proceso se clasifica en dos partes de acuerdo con las características del suelo: 1) diseño para depósitos de arena con contenidos de finos menores del 20% y, 2) diseño para depósitos de arena con contenido de finos mayores del 20%.

Procedimiento de diseño para un suelo arenoso con contenido de finos menores del 20%.

Para un suelo arenoso en estado suelto y con un contenido de finos menor del 20%, la relación de remplazo  $F_v$  de la columna de densificación de arena, se determina con base en

los valores de  $N$  que se obtienen antes y después de la densificación. La relación entre  $N_p$  (número de golpes de la prueba de penetración estándar en el centro de la columna después de la densificación), y  $N_o$  (número de golpes de la prueba de penetración estándar en el suelo antes de la densificación), se muestra en la Fig. 3.16 con la relación de remplazo como parámetro. Similarmente, los valores de  $N$  entre cada columna de densificación se muestra en la Fig. 3.17.

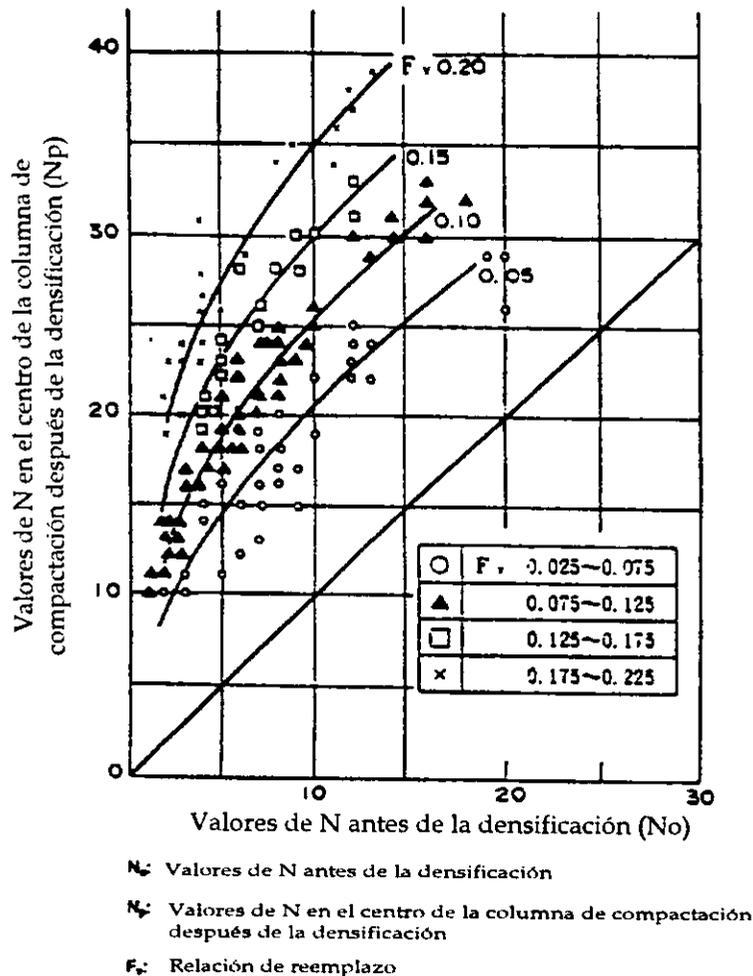
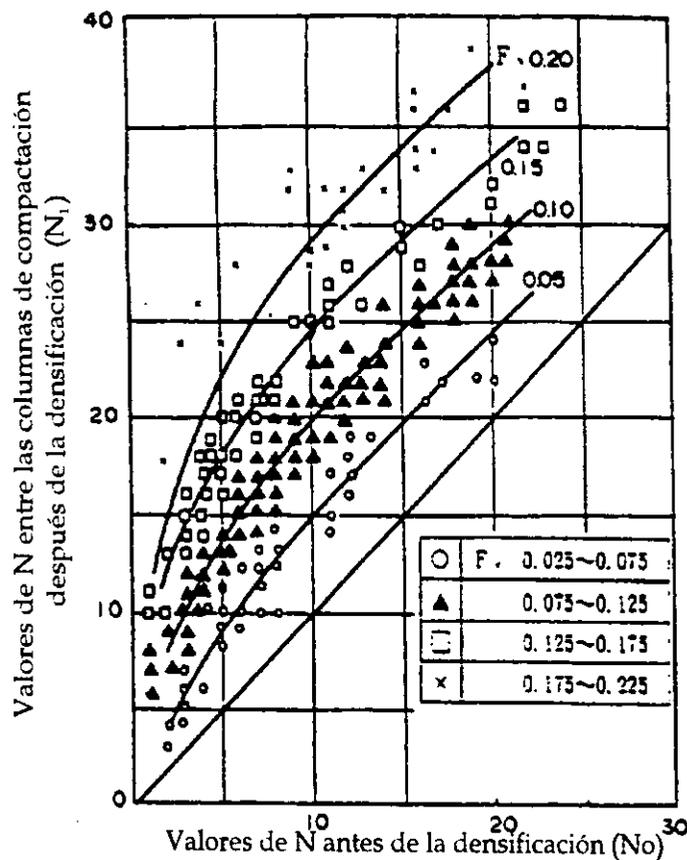


Fig. 3.16 Relación entre los valores de  $N$  en el centro de la columna de compactación y los del suelo natural antes y después de la densificación. (Ministerio de Transporte de Japón, 1997).

Procedimiento de diseño para un suelo arenoso con contenido de finos mayor de 20%.

Los valores de  $N$  obtenidos después de densificar el suelo entre cada columna de compactación para un suelo cuyo valor original de  $N$  estuvo entre 3 y 4, se graficaron con respecto al contenido de finos (Fig. 3.18). Mientras aumente el contenido de finos en el suelo, se dificulta la obtención de grandes valores de  $N$  después de la densificación y se incrementa la variación de los mismos resultados de  $N$ , por lo que para suelos con alto porcentaje del contenido de finos, es preferible usar otro método, como por ejemplo precarga, o seguir un diseño que se base en pruebas *in situ* como el que se mencionará a continuación.



$N_o$ : Valores de  $N$  antes de la densificación

$N_i$ : Valores de  $N$  entre las columnas de compactación después de la densificación

$F_r$ : Relación de reemplazo

Fig. 3.17 Relación de los valores de  $N$  entre columnas de compactación y los del suelo natural antes y después de la densificación. (Ministerio de Transporte de Japón, 1997).

b) Procedimiento de diseño con base en pruebas in situ

Este procedimiento es recomendable para suelos que contengan grandes cantidades de limo o cuando no se disponga de datos confiables de aplicación de esta técnica con anterioridad. La instalación de prueba se puede planear estableciendo una correlación entre la relación de vacíos y la compacidad relativa del suelo.

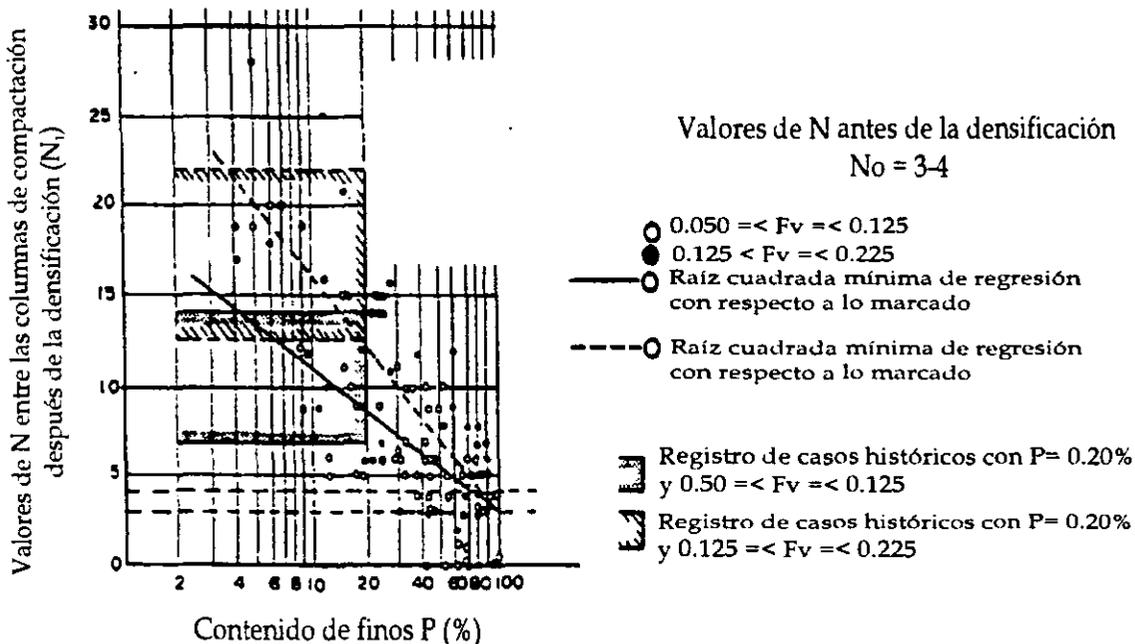


Fig. 3.18 Efecto del contenido de finos en los valores de N en el centro de las columnas de compactación después de la densificación, (Ministerio de Transporte de Japón, 1997).

Fundamentos del diseño. Una estimación preliminar de la cantidad de material de relleno para las pruebas de instalación usando en general cualquier método de densificación, se puede determinar a través de los valores de N del suelo en estado natural y aquellos que se desean obtener por densificación, siempre y cuando se pueda establecer una relación confiable entre estos valores de N y la relación de vacíos  $e$  como se verá más adelante. En la Fig. 3.19 se sugiere un diagrama de flujo para esta evaluación.

Relación entre los valores de N del suelo y la relación de vacíos. En el diseño del proceso de vibro-desplazamiento, es necesario tener una relación entre los valores de N y la relación

de vacíos en el suelo; para esto, frecuentemente se usa una relación que involucra tanto al esfuerzo vertical efectivo ( $\sigma'_v$ ), la compacidad relativa ( $Cr$ ), el máximo tamaño del 60% de las partículas del suelo ( $D_{60}$ ), y el coeficiente de uniformidad ( $C_u = D_{60}/D_{10}$ ), Fig. 3.20.

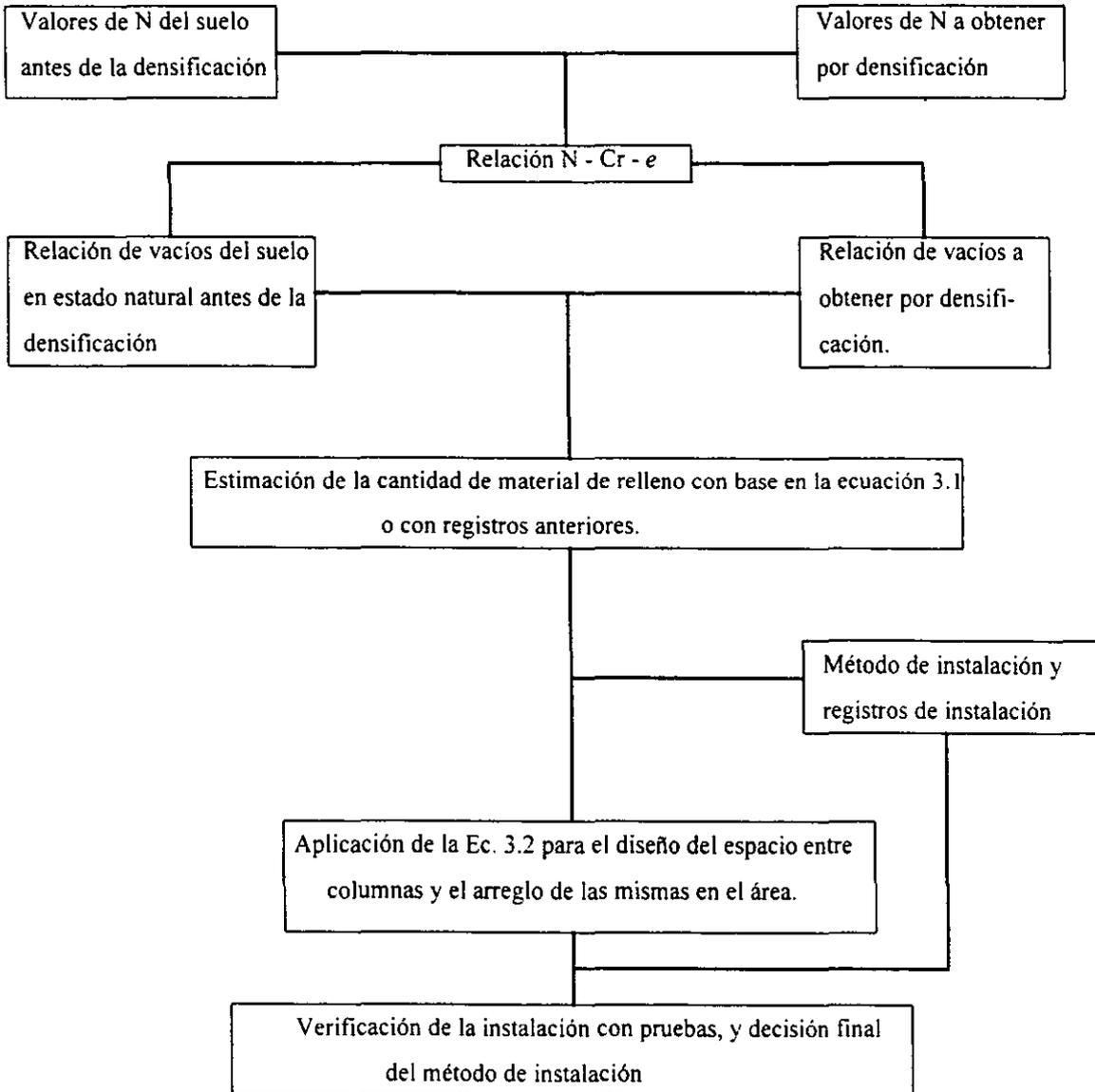
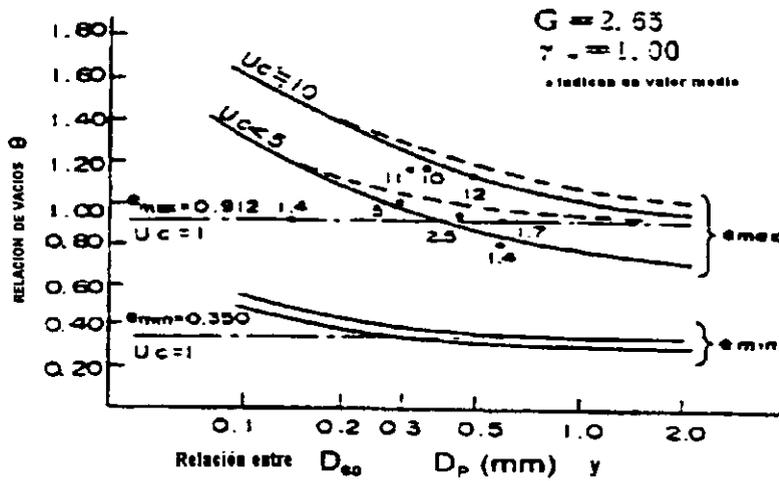
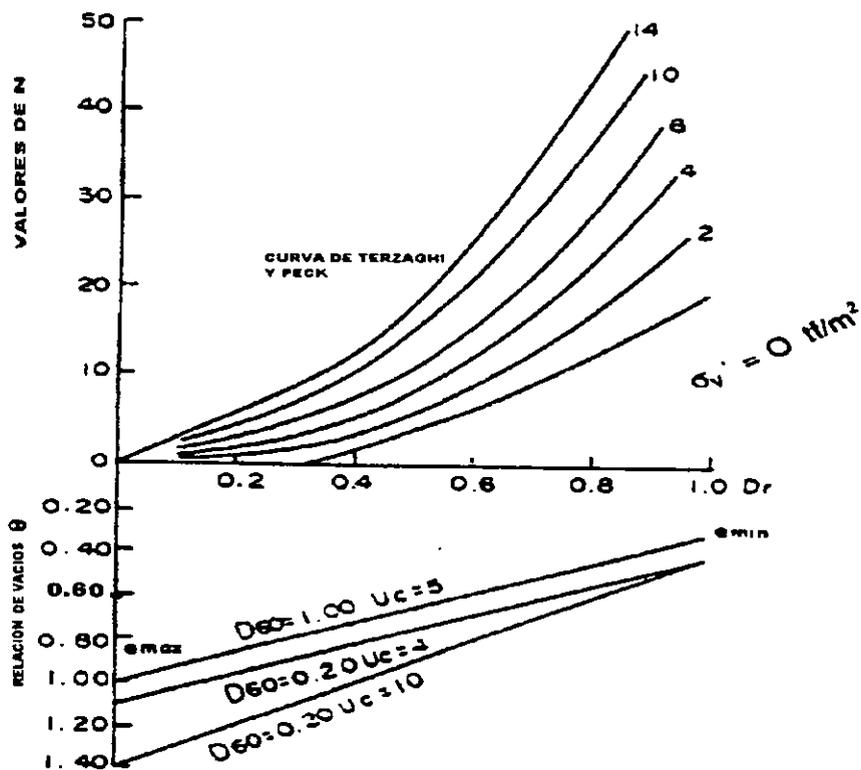


Fig. 3.19 Diagrama para evaluar la densificación del depósito con base en la relación de vacíos. (Ministerio de Transporte de Japón, 1997)



(a)  $e_{max}$   $D_{60}$   $e_{min}$



(b) RELACION ENTRE N (SPT),  $C_r$  y  $e$

Fig. 3.20 Relaciones N -  $C_r$  -  $e$ , (Ministerio de Transporte de Japón, 1997).

Estimación de la relación de vacíos. Cuando se va a diseñar con este método la granulometría y los valores de  $N$  del suelo antes de la densificación se pueden obtener a través de una investigación directa del terreno. La relación de vacíos natural ( $e_{nat}$ ) del suelo antes de la densificación se puede estimar usando la Fig. 3.20. Similarmente, la relación de vacíos ( $e$ ) a obtener por densificación, se pueden determinar de la misma figura con los valores de  $N$  que se proponen como resultado de la densificación.

Estimación preliminar de la cantidad de material de relleno para las pruebas *in situ*. Una estimación preliminar de la cantidad de material de relleno (arena), se puede determinar usando la siguiente expresión:

$$v = \frac{e_{nat} - e}{1 + e_{nat}} \quad (3.1)$$

En donde:

$v$  = Cantidad de material de relleno por unidad de volumen de suelo en estado natural antes de su densificación (relación de remplazo).

$e_{nat}$  = Relación de vacíos del suelo en estado natural antes de la densificación.

$e$  = Relación de vacíos a obtener de la densificación del suelo entre cada columna.

La Ec. 3.1 indica que mientras el volumen total del suelo no cambie antes y después de la densificación, al forzar el suelo tratando de introducir el material de relleno de volumen  $v$  en  $1 \text{ m}^3$  del perfil del mismo, la relación de vacíos disminuye dando como resultado una cierta relación de vacíos promedio entre las columnas de material introducido. En esta expresión sólo se toma en cuenta el efecto de la disminución de la relación de vacíos del suelo por la instalación de la columna, por lo que no se considera el efecto de la disminución de volumen debido a la vibración que se produce en el momento de la instalación. En realidad, la cantidad de material de relleno basada en la Ec. 3.1 es precisamente una estimación, por lo que se recomienda el continuo registro de resultados durante las pruebas de instalación.

Estimación del espacio de instalación. El espacio de la instalación de las columnas de arena se puede estimar utilizando la Ec. 3.2, sin embargo es preferible determinar el espacio entre columnas a través de continuos registros de las pruebas de instalación.

$$d = \alpha \sqrt{\frac{S}{v}} \quad (3.2)$$

En donde:

$d$  = Espacio entre cada columna de densificación (m).

$\alpha$  = 1 para un arreglo en forma de cuadro,  $\alpha = 1.075$  para un arreglo en forma de triángulo equilátero.

$S$  = Cantidad de material de relleno, con base en las dimensiones de la columna de densificación, por unidad de longitud de la misma ( $m^3/m$ ).

$v$  = Relación de remplazo de material de relleno ( $m^3/m^3$ ), con base en la Ec. 3.1.

Para una cierta relación de remplazo ( $v$ ), existen diversas combinaciones de diámetros y separaciones de las columnas de densificación, sin embargo, se tienen ciertas limitantes que hay que observar durante la instalación de las mismas, como la cantidad de material de relleno colocado por cada columna, y el efecto que pudiera ocasionar la instalación de una columna sobre otras previamente colocadas. Estas limitantes varían de acuerdo a los métodos y equipos de instalación utilizados.

En el método de vibrodesplazamiento, el diámetro de la columna de densificación generalmente es del orden de los 70 cm ( $S = 0.385 m^3/m$ ). Cuando no existan obstáculos en la superficie del depósito a densificar, se puede considerar como una separación aceptable entre las columnas de aproximadamente 1.5 a 3.0 m, aunque en la actualidad, se han usado separaciones máximas de entre 1.8 a 2.2 m.

Diseño para suelos con alto porcentaje del contenido de finos. Para determinar el arreglo (o las dimensiones) de las columnas de densificación en depósitos de suelo con alto contenido de finos, se propone el uso de los datos mostrados en la Fig. 3.18; el desarrollo del diseño básicamente sigue el mismo procedimiento de diseño que se indica en la Fig. 3.19. La relación  $e - Cr$  para depósitos de suelos con alto porcentaje de finos que se muestra en la Fig. 3.20 (a), se debe sustituir por la relación que se muestra en la Fig. 3.21. Al mismo tiempo, para determinar la relación  $N - Cr - \sigma'_v$ , que se muestra en la Fig. 3.20, se utilizará la siguiente relación propuesta por Meyerhoff.

$$Cr(\%) = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} \quad (3.3)$$

Con esta ecuación y con la gráfica de la Fig. 3.20 (b) se puede calcular la relación de remplazo correspondiente con base en la fórmula 3.1 y a su vez, la separación entre columnas de densificación con la fórmula 3.2.

### 3.2.2.3 Otras consideraciones.

Al igual que con el método de Vibroflotación, es importante tomar en cuenta durante el diseño de este procedimiento, factores que influyen de manera significativa durante la instalación de las columnas de densificación, a continuación se mencionan las más importantes:

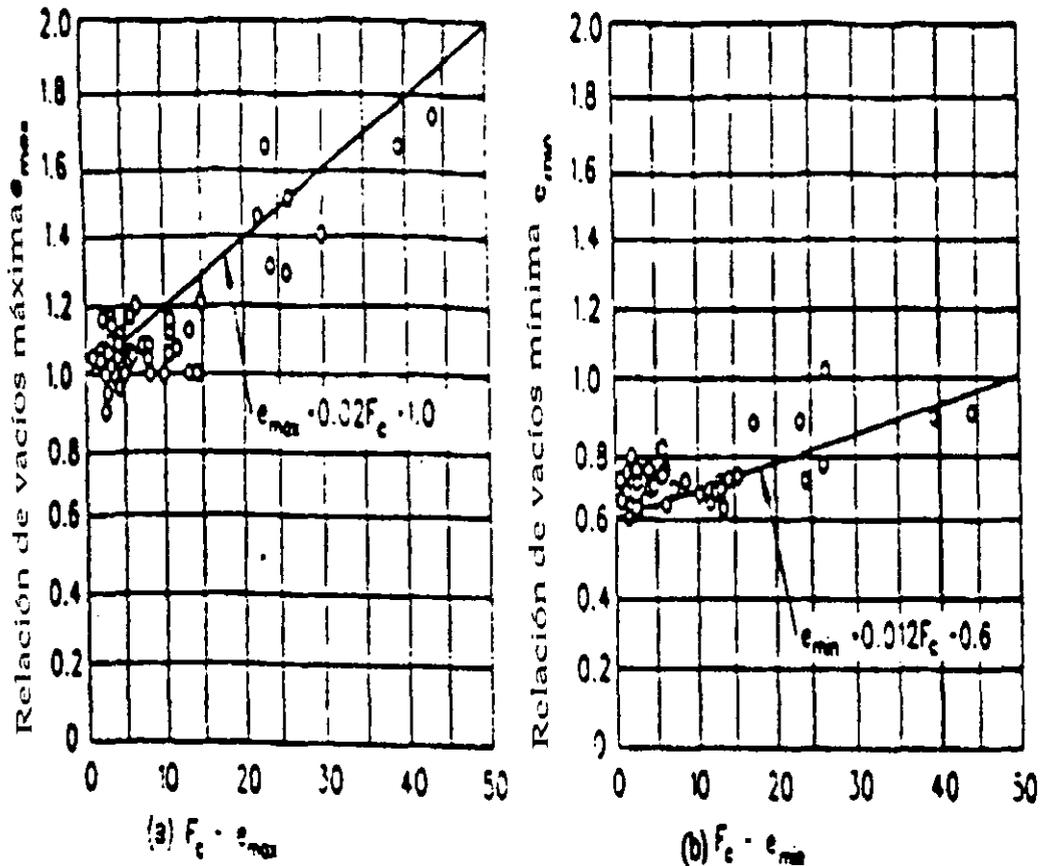


Fig. 3.21 Relación entre el contenido de finos  $F_c$ ,  $e_{máx}$  y  $e_{mín}$ . (Ministerio de Transporte de Japón, 1997).

Densificación de depósitos de arena con estratos de arcilla intercalados. Cuando el depósito de suelo a densificar consiste en arenas con estratos de arcilla intercalados, se debe realizar el diseño tomando en cuenta que puede haber una pérdida en la resistencia al esfuerzo cortante debido al remoldeo del estrato arcilloso alrededor de la columna. Investigaciones de campo indican que en un suelo totalmente arcilloso se requieren aproximadamente 4 semanas para que este recupere su resistencia inicial. Específicamente, en un suelo arenoso con estratos de arcilla se puede instalar la columna de densificación pero se recomienda esperar por lo menos una semana antes de cargar dicha columna.

Calidad del material de relleno. El material más apropiado para utilizarlo como relleno de la columna de densificación es una arena bien graduada y con pocos finos. Especificaciones típicas para dicho material indican que este debe ser arena fina a media con un  $D_{10}$  de entre 0.2 a 0.8 mm aproximadamente y un  $D_{60}$  de entre 0.7 y 4 mm. Cuando se utilice el procedimiento en depósitos de suelo que contengan estratos de arena y arcilla intercalados, se debe utilizar un material de relleno con permeabilidad alta, esto con el objeto de desplazar el suelo alrededor de la columna y al mismo tiempo, permitir un adecuado drenaje del estrato de arcilla; este material puede ser similar al empleado para la instalación de drenes de arena en el subsuelo.

Cantidad adicional de material de relleno. Debido a los desperdicios y la densificación del material de relleno durante la construcción de la columna, el volumen de arena suelta requerido para dicho propósito frecuentemente es de 20 a 30% mayor que el volumen calculado en la etapa de diseño. El diámetro típico de una columna de densificación de arena está entre 600 y 800 mm, y el diámetro de una columna de densificación se considera usualmente como de 1.5 a 1.6 veces el diámetro de la tubería de instalación.

Profundidad de instalación. Con el equipo actualmente usado en el Japón, es posible densificar un depósito hasta 35 m de profundidad aproximadamente. Las columnas de densificación gigantes (Mammoth Compaction Piles), son similares a las columnas de densificación comunes, excepto que tienen mayores longitudes y se construyen para estructuras mar adentro, con este método se pueden construir columnas de hasta 65 m de profundidad con equipo adecuado (Barksdale and Takefumi, 1991).

Equipo de instalación. Para construir una columna de densificación de aproximadamente 20 m de profundidad, con vibradores de 4.5 a 6 ton de peso y tubería de acero con diámetros de 400 y 600 mm, se requieren grúas montadas sobre tractores de orugas de 35 a 40 ton. Para reducir el tiempo de construcción, la tubería de acero se llena de material justo en el momento en que iniciará su instalación con el objeto de iniciar la inmediata extracción de la misma al llegar a la profundidad deseada. Después de llenar el recipiente alimentador con

ESTA TESIS NO SALE  
DE LA BIBLIOTECA

un cargador frontal, el vibrador comienza a funcionar para permitir la penetración de la tubería en el subsuelo. Utilizando este proceso, una columna de densificación de 15 m de profundidad, se construye en 20 min. aproximadamente. 45 columnas de densificación de 6 m de profundidad se han llegado a construir en un día (Barksdale and Takefumi, 1991).

Extracción de la tubería. La columna se densifica utilizando un movimiento ascendente y descendente conforme se extrae la tubería de acero. La distancia requerida para reinsertar dicha tubería en el suelo e iniciar con los movimientos ascendentes se puede estimar con base en la siguiente expresión empírica:

$$H_D = H_E \left( 1 - n' \frac{A_P}{A_S} \right) \quad (3.4)$$

Donde:

$H_D$  = Distancia a la que se debe reinsertar la tubería (m).

$H_E$  = Distancia a la cual la tubería se extrae antes del reinsertado (m).

$n'$  = Factor empírico que puede ser aproximadamente de 0.8.

$A_P$  = Área interior de la tubería (m).

$A_S$  = Área de la columna de densificación terminada (m).

Debido a la naturaleza empírica de la expresión anterior, se debe complementar con los valores obtenidos de las pruebas *in situ*; específicamente para la determinación de los valores de  $H_E$ . En la práctica, usualmente la tubería se extrae de 2 a 3 m aproximadamente y se reinserta la mitad de este valor. Para columnas de gran longitud, normalmente se extrae la tubería 2 m.

### 3.2.3 Vibrocompactación.

Al igual que con los procedimientos de vibroflotación y vibrodesplazamiento, con la vibrocompactación se busca mejorar las condiciones del depósito de suelo granular, densificándolo a través de la introducción en el mismo de un sistema (que puede ser un cilindro o tener diferente forma), sujeto en su extremo de un vibrador el cual provoca un estado de licuación temporal del depósito, con el objeto de incrementar la resistencia, reducir los asentamientos y prevenir los riesgos de licuación en dicho depósito.

Este procedimiento varía con respecto a la vibroflotación y al vibrodesplazamiento principalmente en la manera en que se transmite la energía al suelo ( en vibrocompactación la inserción del sistema se realiza la mayoría de la veces sin la ayuda de un chorro de agua), y la forma del equipo utilizado. Con respecto al vibrodesplazamiento, la principal diferencia consiste en la colocación del material de relleno (dependiendo del sistema de vibrocompactación utilizado, pues existen en donde no es necesario el uso de material de relleno), ya que este se deposita desde la superficie del terreno.

Cada proceso de densificación tiene sus propias ventajas y desventajas, sin embargo, éste tiene como principal ventaja el tomar en cuenta la respuesta del terreno al sujetársele a una vibración, lo que permite su adaptación dependiendo de las condiciones geotécnicas y geodinámicas del sitio en cuestión y, a su vez, medir los efectos y la efectividad en el momento de su ejecución.

En esta sección se describirán los diferentes equipos utilizados para lograr este objetivo, así como la ventajas que tiene el conocer la resonancia del suelo provocada por la vibración.

#### 3.2.3.1 Equipos y descripción del método.

Para la vibrocompactación, el sistema que se inserta en el depósito esta compuesto principalmente de cilindros de acero sujetos en su extremo superior de un vibrador pesado

(como el utilizado en el hincado de pilotes), que puede generar tanto oscilaciones verticales como torsionales. El depósito es densificado como un resultado de la inserción y extracción repetida del sistema en el mismo. El sistema "Terraprobe" fue desarrollado en Estados Unidos y consta de un vibrohincador de pilotes que sujeta el extremo de un tubo o cilindro de 76 cm de diámetro (Fig. 3.22a). El sistema Japonés "Vibro-rod", es similar al Terraprobe sólo que usa una tubería de acero con pequeñas incrustaciones (Fig. 3.22b). El concepto de la vibrocompactación se desarrolló posteriormente en Bélgica y Suecia.

El sistema "Franki Y" en forma de estrella, consiste en tres hojas de acero de 0.5 m de ancho que se sueldan entre sí en un ángulo de 120° (Fig. 3.22c); para incrementar la fricción entre el suelo y el sistema, se colocan pequeñas costillas de acero por cada 2 m de longitud. Este sistema puede tener longitudes de más de 25 m. La ventaja de este sistema, sobre otros métodos de densificación (vibroflotación, por ejemplo), es que se evita el uso de material de relleno, con lo cual se reducen considerablemente los costos de construcción (Neely y Leroy, 1991).

El sistema sueco "Vibro Wing" (aletavibro), consiste en tubos de acero de aproximadamente 15 m de longitud con aletas de 0.8 m de longitud y espaciadas cada 0.5 m (Fig. 3.23), para este método en particular, si existe cierta resistencia a la penetración del sistema se recomienda la ayuda de un chorro de agua; además la tubería se puede adaptar de tal manera que funcione como tubería de drenaje para permitir la rápida disipación de la presión de poro que se genera al momento de la vibración del sistema, esto es útil sobretodo en depósitos de suelos con baja posibilidad de drenaje (por ejemplo depósitos de arena con estratos horizontales de limo a arcilla).

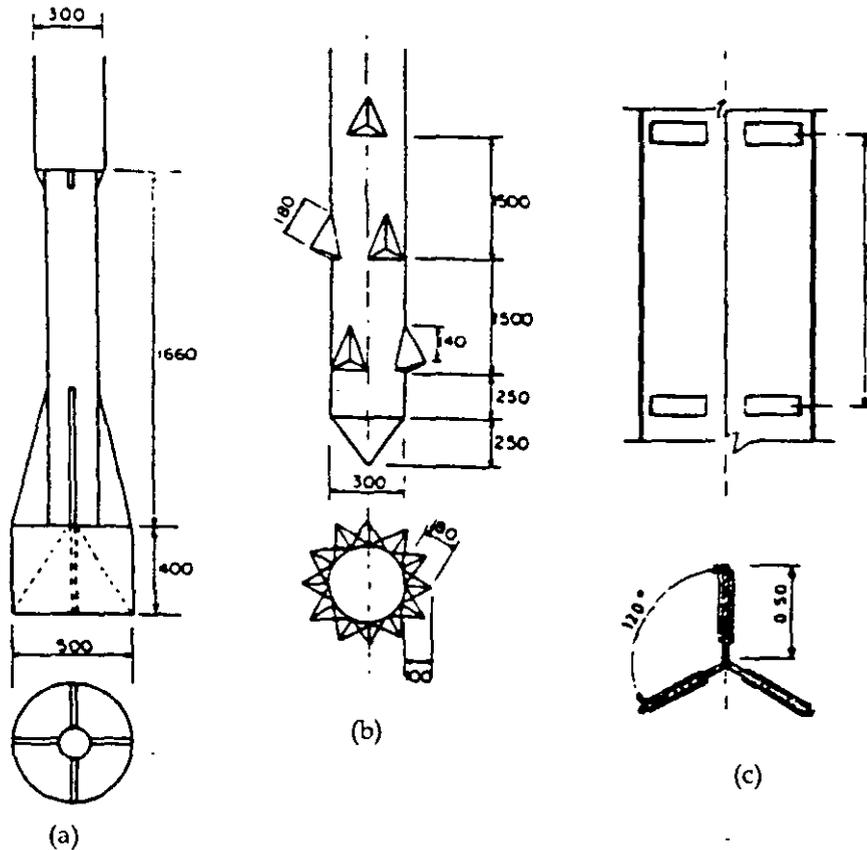


Fig. 3.22 Sistemas de vibrocompactación, ( a ) Terraprobe, ( b ) Vibro-rod, ( c ) Franki Y ,  
(Massarsch, 1991)

En cualquiera de las formas antes mencionadas, el sistema puede ser suspendido por medio de grúas o a través del mástil de una perforadora. Aunque la grúa tiene la ventaja desde el punto de vista operacional, la perforadora ofrece un mejor control en la verticalidad y minimiza la presencia de fuerzas excéntricas en el sistema.

En arenas saturadas sueltas, la densificación inicial ocurre principalmente como un resultado del repentino incremento de la presión de poro (estado de licuación), en la zona adyacente al sistema de densificación, aquí el efecto de la densificación es grande cuando las presiones de confinamiento son grandes, de ahí que la eficiencia se incrementa con respecto a la profundidad; este es uno de los factores que distinguen la vibrocompactación con respecto a otros métodos de densificación. Sin embargo, cerca de la superficie del

terreno, especialmente cuando se trata de suelos parcialmente saturados que se encuentran arriba del nivel de aguas freáticas, el efecto es mucho menor.



Fig. 3.23 Sistema Sueco *Vibro Wing* (Massarsch, 1991)

El efecto del desplazamiento del suelo durante la inserción del sistema, también contribuye de manera significativa a la densificación del suelo, ya que se tiene como resultado un incremento de presiones tanto horizontales como verticales en el depósito. Otro aspecto importante es el número de veces que penetra el sistema a diferentes profundidades del depósito y la forma en que se desplaza. Por lo general, el sistema se inserta a la profundidad

deseada para después, extraerlo por etapas, este procedimiento se repite durante todo el espesor del depósito a densificar.

La separación óptima entre los puntos de densificación depende en gran parte de la forma y las dimensiones del sistema a utilizar. En muchas ocasiones se prefiere densificar el depósito teniendo como arreglo en la superficie del terreno una parrilla de cuadros relativamente estrechos, aunque en la práctica se ha visto que existe mayor eficiencia y rapidez de ejecución a través de una secuencia en la que se realiza la densificación mediante dos etapas, en la primera, se densifica con un arreglo cuadrado pero con separaciones grandes entre cada punto de densificación, esto con el objeto de que el sistema penetre con mayor facilidad en el depósito, y en la segunda etapa una vez que el depósito tuvo suficiente tiempo para reconsolidarse, densificar las zonas faltantes. Con este procedimiento se han encontrado ahorros significativos en cuanto a tiempo de ejecución.

El equipo vibrador utilizado para el hincado de pilotes y, por lo tanto para la aplicación de este proceso, tiene por lo regular una frecuencia del rango de entre 720 a 1100 ciclos por minuto, pero la frecuencia normal de operación es de 900 ciclos por minuto.

Neely y Leroy (1991), realizaron pruebas de densificación con un equipo "Y-Probe", con el objeto de evaluar el desarrollo del proceso; dichas pruebas se ejecutaron sobre un depósito de arena fina con más del 30% de contenido de finos en 18 diferentes zonas y, en cada una se realizaron 10 densificaciones y 6 pruebas de resistencia a la penetración del cono estático, estas últimas después de las densificaciones. El arreglo para cada zona se muestra en la Fig. 3.24. La densificación se ejecutó introduciendo el sistema en cada punto una profundidad de 8 m en un tiempo aproximado de 1 min, manteniendo el densificador en el fondo por un minuto más para después, extraerlo a intervalos de cada 2 m con un tiempo 15 seg. cada uno.

Los principales objetivos del desarrollo de esta investigación fueron el determinar la influencia que tiene la separación entre los puntos de densificación, la forma en que se

inserta y extrae el sistema, el tiempo de vibración sostenido en cada punto y la frecuencia del vibrador en la eficiencia del proceso. Los resultados se muestran a continuación.

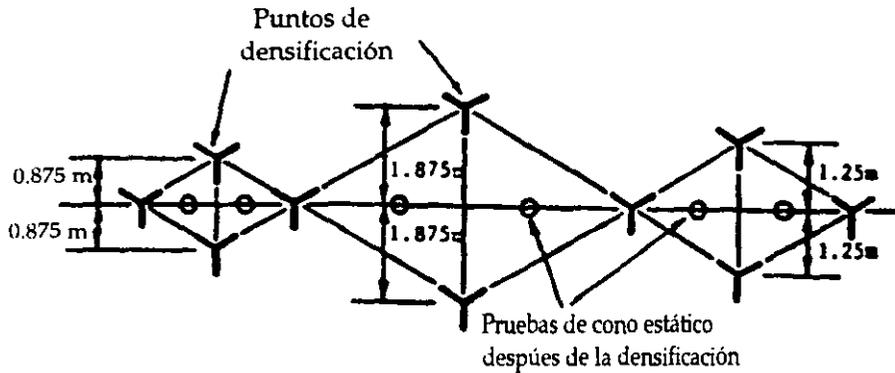


Fig. 3.24 Localización de los puntos de densificación para las pruebas de eficiencia (Neely y Leroy, 1991).

La influencia de la separación entre cada punto de densificación se muestra en la Fig. 3.25, en donde se dibujó el promedio de las resistencias a la penetración del cono estático con respecto al área tributaria de dichos puntos, esta se definió como el área de dos triángulos equiláteros para cada separación (en este caso las separaciones fueron de 1.75, 3.75 y 2.5 m respectivamente), como se muestra en la Fig. 3.24.

Aún en un depósito como este de arena muy limosa la resistencia a la penetración del cono estático aumentó a valores mayores de 4; sin embargo, al analizar los valores individuales de la resistencia a la penetración después de la densificación se observa una importante variación en los resultados, sobre todo cuando el área tributaria aumenta. Esto probablemente es el reflejo de las variaciones en las condiciones locales del depósito, con lo que se puede esperar que sean más evidentes conforme la separación aumente.

Los aspectos más determinantes en el costo del proceso de densificación son la distribución de los puntos y el tiempo que dura la vibración en dicho punto. La técnica que se propone en general consiste en la inserción del sistema en el depósito a 8 m de profundidad, a una velocidad aproximada de 2 m en 15 seg para después, extraerlo en tramos de 2 m cada 15

seg; esto se ejecutó para 6 diferentes pruebas en donde variaron los tiempos de permanencia de vibración en el mismo en un intervalo comprendido entre 7.5 y 30 min.

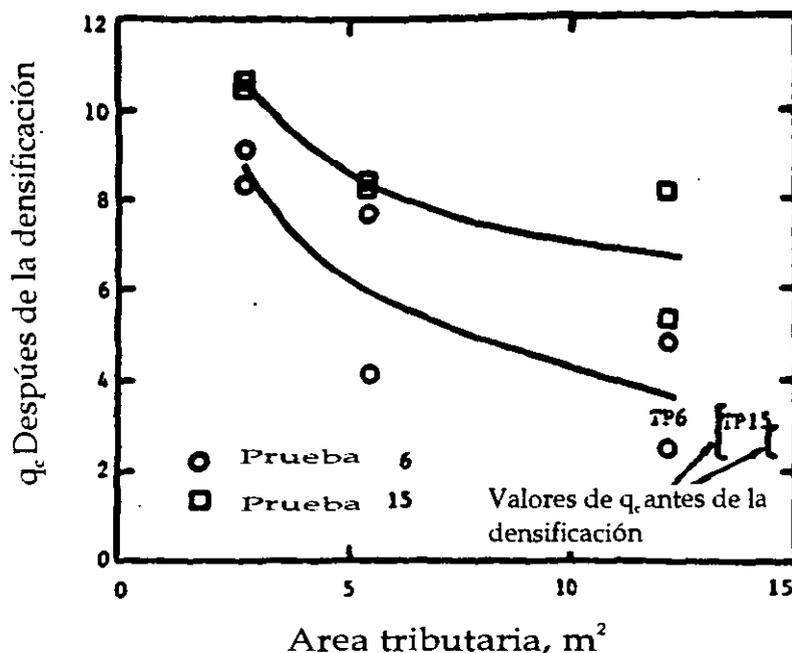


Fig. 3.25 Efecto de la separación en la resistencia a la penetración del cono estático en un suelo densificado, (Neely y Leroy, 1991).

Para estas pruebas, la frecuencia del vibrador se mantuvo en 17 Hertz y el sistema densificador contenía las costillas de acero de 20 mm de ancho colocadas a intervalos de 2 m. Los resultados se muestran en la Fig. 3.26 en donde se observa que los máximos resultados con respecto a la resistencia a la penetración del cono estático ocurrieron después de un tiempo total del proceso de más de 15 min para las diversas condiciones de separación.

Así mismo, los resultados de las pruebas ejecutadas con el objeto de investigar el efecto que tiene la frecuencia del vibrador en la densificación, indicaron que los mejores resultados se obtuvieron a valores pequeños de dichas frecuencias; por ejemplo, para una separación entre puntos de densificación de 1.75 m, el promedio de las resistencias a la penetración del

como estático para una frecuencia de 14 Hertz, fue aproximadamente 20% mayor que el promedio de las resistencias de las mismas pruebas variando únicamente la frecuencia cuyo valor fue de 26 Hertz.

Como resultado de otras pruebas realizadas, se encontró que el proceso de densificación descrito anteriormente, y el método continuo en el que el densificador se inserta y extrae repetidamente cada 1.5 min., producen los mejores resultados en cuanto a densificación. Esto se debe probablemente a que los movimientos ascendentes-descendentes del sistema producen un mayor desplazamiento en dirección vertical del suelo y, además, contribuye de manera significativa la inclusión de las costillas de acero en el sistema densificador.

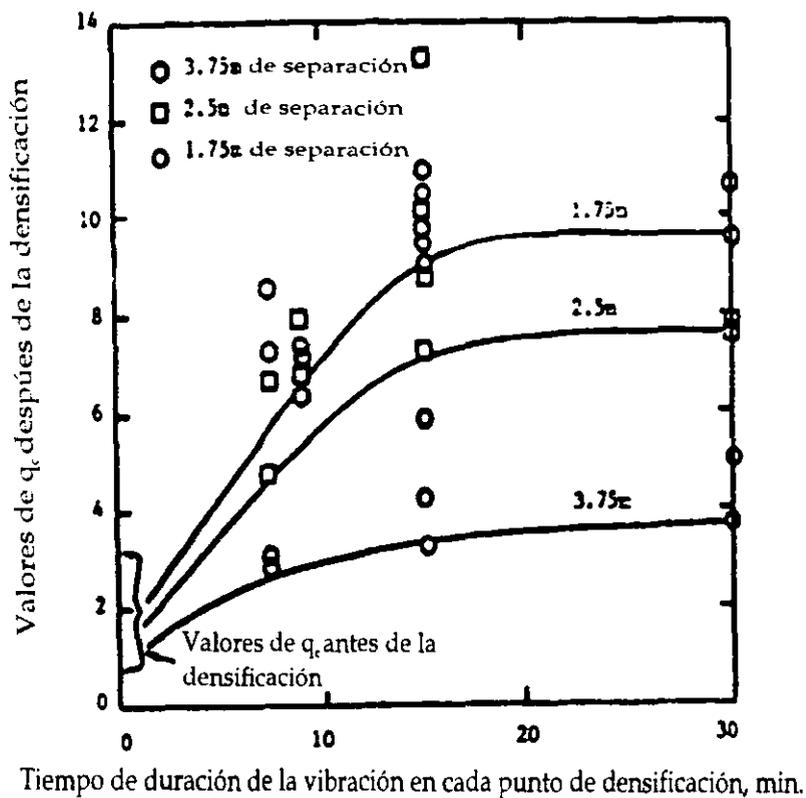


Fig. 3.26 Efecto del tiempo de duración de la vibración y el espacio entre puntos de densificación en la resistencia a la penetración del cono estático en un suelo densificado, (Neely y Leroy, 1991).

Wallays (1982), introdujo el concepto de factor de mejoramiento ( $f_m$ ) que lo definió como el promedio de las resistencias a la penetración del cono estático después de la densificación ( $q_c^d$ ), dividido entre el promedio de las resistencias a la penetración del cono antes del tratamiento ( $q_c^a$ ), con el objeto de interpretar los resultados obtenidos en campo. Algunos resultados de la utilización del método en diversos proyectos se muestran en la Fig. 3.27. Pruebas realizadas en diversas zonas de Bélgica demostraron que la densificación con el equipo "Y-probe", es más eficiente que el método de vibroflotación, Fig. 3.28.

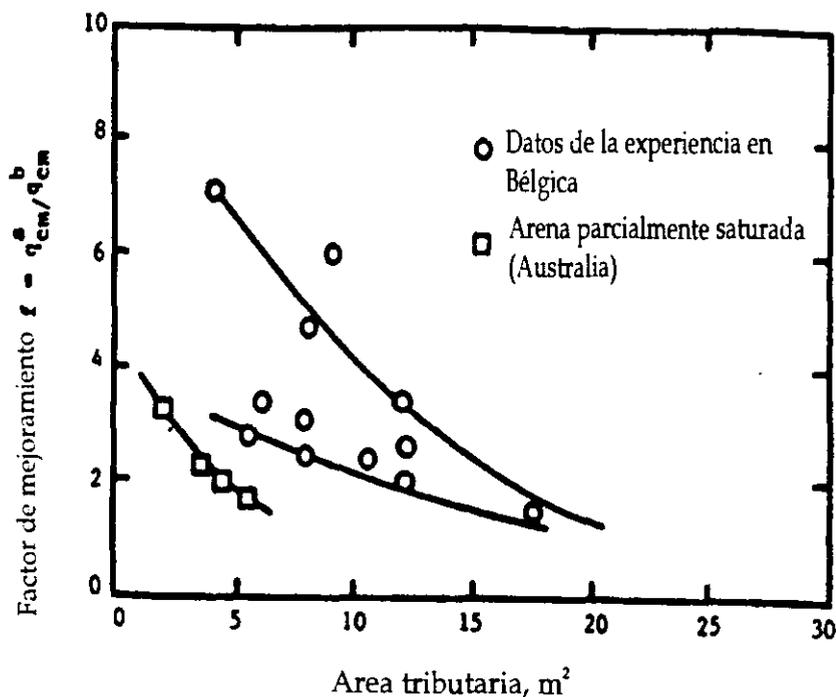


Fig. 3.27 Factor de mejoramiento vs área tributaria (Neely y Leroy, 1991).

### 3.2.3.2 Otras consideraciones determinantes para la elección y ejecución del método.

Además de los factores analizados anteriormente, existen otros factores que son determinantes en la elección del método de vibrocompactación como medio de densificación de depósitos de suelos granulares, estos son:

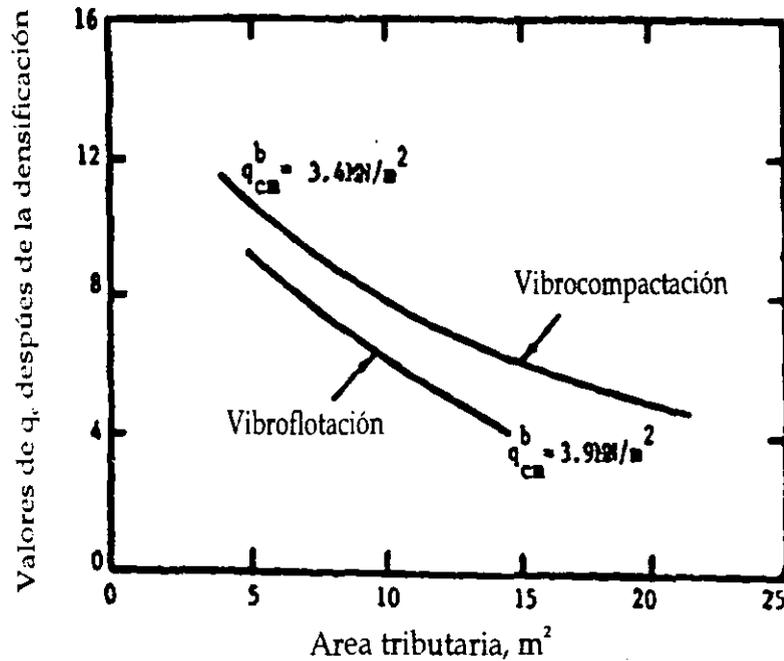


Fig. 3.28 Comparación entre *Y-probe* y Vibroflotación (Neely y Leroy, 1991).

1) Características del depósito. Las condiciones geotécnicas y geohidrológicas (posición del NAF), así como la estructuración del depósito, influyen de manera importante en el proceso de densificación. La vibrocompactación suele estar limitada únicamente a depósitos de suelo granular, en general se recomienda el uso de la gráfica propuesta por Mitchell (1981), para identificar los suelos más apropiados para la aplicación del método con base en las características de granulometría del mismo (Fig. 3.29).

Aún estratos relativamente delgados de limo o arcilla intercalados en el depósito de arena, pueden afectar negativamente el proceso de densificación, por esta razón es recomendable realizar el diseño del proceso con base en investigaciones geotécnicas detalladas en donde se incluyan pruebas de penetración con cono estático con medidas de fricción lateral ( $f_s$ ) y sondeos con piezómetros para determinar las presiones de poro, con los cuales se pueda tener un buen panorama de la estratigrafía del depósito.

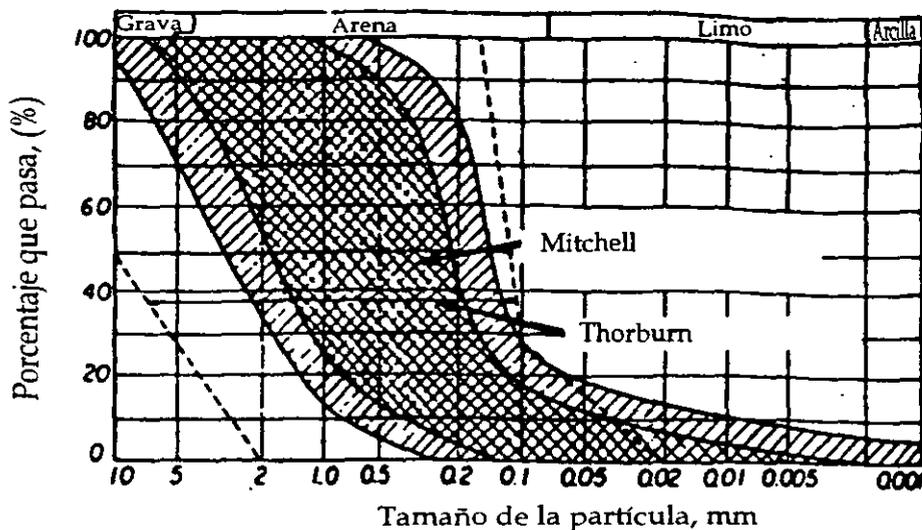


Fig. 3.29 Rango de suelos susceptibles a densificación por vibrocompactación, (Mitchell, 1981).

2) Compacidad relativa inicial. En un depósito de suelo granular en estado suelto, es más fácil obtener buenos resultados de densificación por la facilidad con que el densificador penetra en el depósito, esta situación disminuye conforme aumenta el contenido de finos en dicho depósito.

3) Grado de saturación. Los mejores resultados de la densificación se obtienen en depósitos completamente saturados. En suelos parcialmente saturados las fuerzas que se producen por capilaridad evitan el adecuado reacomodo de las partículas dificultando el proceso. En Australia, por ejemplo, se utilizó este método para densificar un depósito de arena mediana a gruesa con un porcentaje de contenido de finos del 5% parcialmente saturado, aquí la separación entre los puntos de densificación fue un 40% menor que la separación que se tendría para un depósito con las mismas condiciones pero completamente saturado, para llegar a los mismos resultados de efectividad (Neely y Leroy, 1991).

4) Condición de esfuerzos en el depósito después de la densificación. Este concepto rara vez recibe la atención adecuada en el diseño y la elaboración de especificaciones para el desarrollo del método, sin embargo, tiene una influencia significativa en la efectividad del

procedimiento. Debido a que la densificación por vibración produce un estado temporal de licuación, el efecto del proceso se incrementa conforme aumentan las presiones de confinamiento durante la reconsolidación del depósito después de haberle creado dicho estado de licuación.

Aunque aún no se ha investigado, parece ser razonable pensar que al colocar una sobrecarga temporal en la superficie del depósito después de realizado el proceso de densificación, se tendrían efectos favorables, sobre todo cuando se trata de densificar depósitos de poca profundidad.

5) Estructura del suelo. La vibrocompactación puede producir efectos indeseables en suelos con ligera cementación, en donde su estructura llega ser destruida debido a la aplicación de una carga dinámica.

3.2.3.3 Uso del concepto de frecuencia de resonancia como base del diseño del método de vibrocompactación.

Con base en resultados obtenidos de una gran cantidad de pruebas, se ha desarrollado un nuevo punto de vista en cuanto a la densificación de un depósito de suelo granular a través de la vibrocompactación. El uso del concepto de “resonancia de compactación”, ofrece un diseño racional que toma en cuenta la amplitud de la respuesta del terreno cuando se le excita con una frecuencia de resonancia. Esto se puede obtener ajustando la frecuencia del vibrador de tal manera que sea similar a una de las frecuencias resonantes del sistema suelo-densificador. En el momento de la resonancia, el densificador obtiene una transferencia de energía de vibración óptima hacia el suelo circundante, mejorando efecto de la densificación.

Concepto de frecuencia de resonancia. El objetivo de la “resonancia de compactación” es excitar el estrato de suelo a su frecuencia de resonancia. Teóricamente, es posible calcular

la frecuencia de resonancia de un estrato de suelo horizontalmente elástico, suponiendo que está sobre una base infinitamente rígida a través de la siguiente fórmula:

$$f = c / 4H \quad (3.5)$$

En donde:

c = Velocidad de la onda en el suelo.

H = Espesor del estrato.

Sin embargo, en la práctica conviene medir la frecuencia de resonancia directamente en el sitio para diversas etapas de densificación e ir ajustando la frecuencia del vibrador de acuerdo a los resultados que se desean obtener, ya que este procedimiento es más confiable que el que se basa en estimaciones teóricas y, además, se toma en cuenta la variación de la velocidad de la onda conforme se densifica el depósito.

La Fig. 3.30 muestra la respuesta del terreno a la densificación (medida con un geófono localizado a 2.5 m de distancia del densificador), durante la fase de interrupción de la energía o término de inducción de vibración al terreno. En esta figura se observa que aparentemente una amplificación significativa de la vibración ocurre en dos diversas frecuencias, las cuales son menores que la máxima frecuencia de operación (en este caso 22 Hertz). Entonces para obtener la máxima transferencia de energía durante la vibración del suelo, la frecuencia de operación debe mantenerse dentro del intervalo correspondiente a uno de los dados por los valores pico que se indican en la misma figura.

Otro aspecto importante que se observa en la Fig. 3.30, es la diversidad de frecuencias pico que se presentaron durante la fase de no inducción de vibración del suelo; esto puede ser un indicador de la variación de rigideces en el estrato. Conforme progresa la densificación, los altos valores de vibración tienden a desaparecer lo que indica que se obtuvieron las condiciones de un suelo más homogéneo.

Se han realizado diversas pruebas de campo para investigar el efecto de la frecuencia de vibración en la densificación de un depósito de suelo granular; Wiesner (1983), por ejemplo, realizó pruebas sobre un depósito de arena fina con limo saturado de 8 m de profundidad; los puntos de densificación se localizaron conforme a un arreglo triangular, y el efecto del proceso se midió con pruebas de penetración de cono estático antes y después de la densificación. Se obtuvieron valores promedio de resistencia a la penetración para diversas profundidades y para diversos valores de frecuencia del vibrador, la Fig. 3.31 muestra los resultados de las pruebas a una frecuencia de 14 y 17 Hertz respectivamente; a pesar de la dispersión de los resultados, se puede observar claramente que los valores de resistencia a la penetración más altos se obtuvieron a la frecuencia de vibración más baja (14 Hertz en este caso).

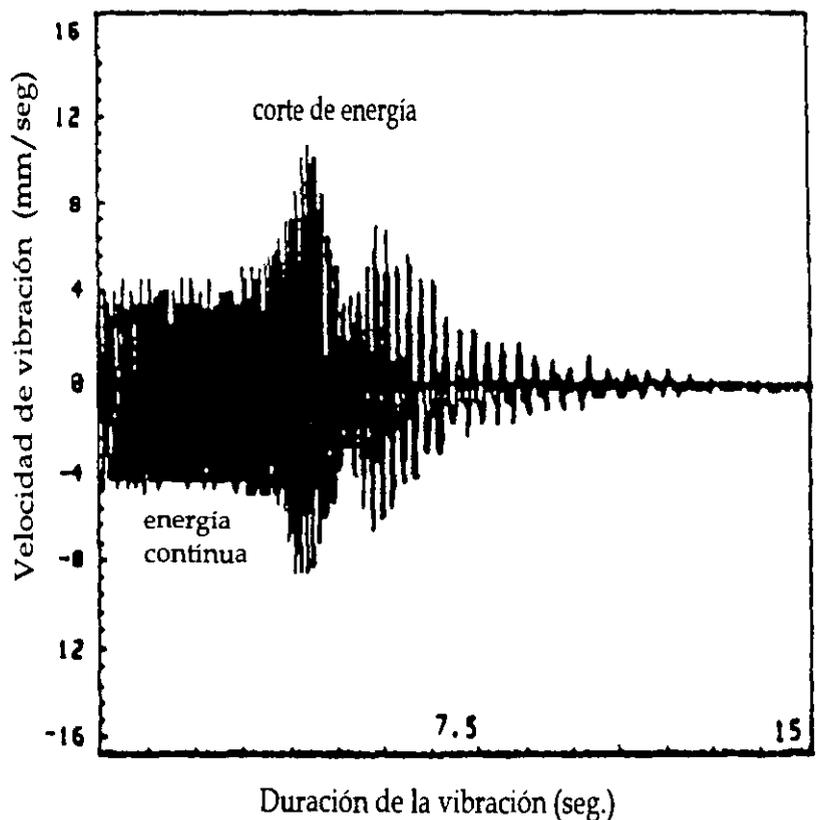


Fig. 3.30 Variación de la vibración del depósito durante la fase de interrupción de energía del vibrador para 22 Hz, (Massarsch, 1991).

Esta y diversas pruebas del mismo tipo, han confirmado que se pueden obtener mejores resultados de densificación en depósitos de suelos granulares cuando se reduce la frecuencia del vibrador aproximándola a la frecuencia de resonancia del estrato. El concepto del uso de una frecuencia de vibración mínima (o reducida), contrasta con la opinión generalizada en el sentido de que se requieren fuerzas de gran intensidad y, por lo tanto mayor potencia o capacidad de vibración para obtener buenos resultados de densificación. Sin embargo, tomando en cuenta la frecuencia de resonancia del estrato a densificar, solo es necesario contar con el equipo vibrador de suficiente capacidad como para transmitir al suelo las vibraciones necesarias para igualar su frecuencia de resonancia.

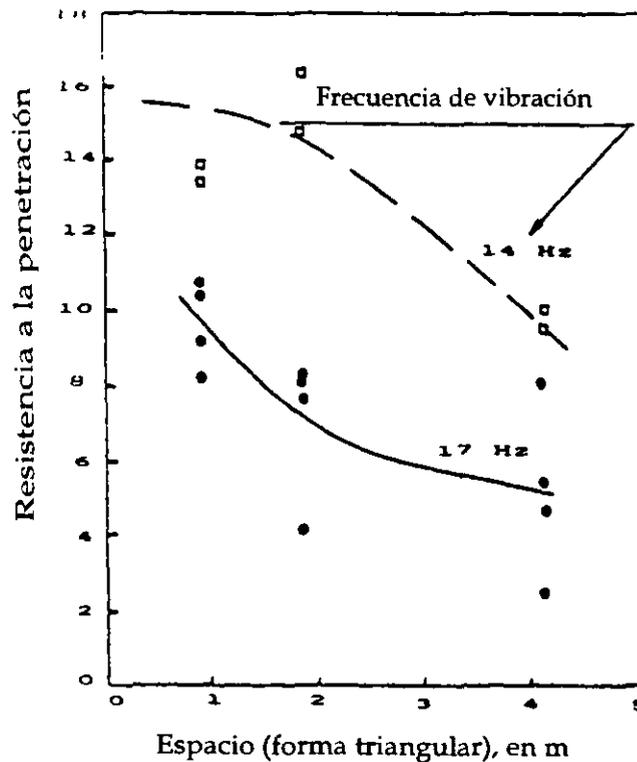


Fig. 3.31 Efecto de la densificación medido con pruebas de penetración de cono para dos frecuencias de vibración, (Massarsch, 1991)

Otra de las ventajas de densificar el depósito a su frecuencia de resonancia, es el efecto que se tiene sobre el volumen de suelo a tratar. Se ha observado que al densificar el depósito a

su frecuencia de resonancia, el volumen de suelo afectado por dicho proceso se incrementa, dando como resultado un suelo densificado más homogéneo.

Así mismo, se ha encontrado como resultado de la densificación por resonancia, que el efecto se puede extender varios metros debajo de la máxima profundidad de penetración del sistema (Massarsch y Vanneste, 1988).

#### Procedimiento de densificación tomando en cuenta la frecuencia de resonancia.

El procedimiento de densificación de un depósito por medio de la frecuencia de resonancia consiste en dos fases principales, la primera se refiere a las etapas de inserción y extracción del equipo vibrador, y la segunda, se refiere a la etapa en que el sistema densifica o permanece vibrando en un cierto punto del depósito.

En cuanto a la inserción y extracción del sistema, está comprobado que dichos procesos son más eficientes mientras la fricción entre el vibrador y las partículas del depósito de suelo granular sea cada vez menor, es por esta razón que durante esta etapa se debe usar una frecuencia de vibración lo suficientemente grande como para generar la máxima fuerza que minimice dicha fricción.

Una vez que el vibrador penetró a la profundidad deseada se da inicio a la segunda fase, en esta, la energía del vibrado se debe transferir lo más eficientemente posible al suelo circundante. Esto se puede lograr ajustando la velocidad de operación del vibrador a un valor similar al de la frecuencia de resonancia del conjunto suelo-densificador. A la resonancia, la penetración del densificador se reduce notablemente, lo que indica que la respuesta del terreno a la vibración se incrementa.

En la actualidad, el desarrollo de técnicas de medición de ondas sísmicas simples y precisas permiten determinar en sitio las frecuencias de vibración óptimas y, a su vez, controlar los procesos de densificación de una manera más eficiente en campo. El equipo necesario para

monitorear el proceso con base en la frecuencia de resonancia, requiere entre otras cosas un sensor de vibración, un equipo de registro de amplitudes y un analizador de frecuencias. En la práctica de campo, los geófonos son los equipos más utilizados debido a su resistencia, su economía y su facilidad para el manejo.

Para determinar la frecuencia de vibración óptima en campo, se debe variar la velocidad del vibrador y a su vez, medir el efecto que este proceso tiene en la respuesta del terreno. Esta secuencia es relativamente sencilla y no requiere de análisis relativamente complicados. La frecuencia de vibración óptima puede variar durante el proceso ya que está en función directa de la velocidad de las ondas a través del depósito y, los diferentes tipos de estratos y espesores en el mismo.

#### Control del movimiento del densificador.

Un parámetro más difícil de establecer en el sitio es la secuencia óptima del movimiento del densificador. La cantidad de inserciones-extracciones, la duración y la respectiva profundidad de penetración están influenciadas por diversos factores, tales como las condiciones geotécnicas, el espesor de los estratos y el nivel de densificación a obtener en dichos estratos. Las medidas de la vibración en el terreno constituyen una valiosa información previo a la selección del procedimiento más efectivo de densificación, ya que permite seguir cualitativamente el desarrollo del proceso durante las diversas etapas de inserción-extracción del sistema.

La Fig. 3.32 muestra la variación de la velocidad de vibración durante las fases de penetración, suspensión y extracción del sistema en un depósito de suelo granular. Se puede observar en este caso en particular, que la amplitud de vibración más grande se obtiene cuando el densificador penetra en el depósito. Durante la fase inicial de la densificación, la arena se licúa y la amplitud de la vibración cae drásticamente; sin embargo, después de unos minutos, el suelo se densifica y la amplitud de la vibración se incrementa gradualmente. Durante la fases de extracción del densificador, la amplitud de la vibración

presenta algunos incrementos, pero son en general de menor magnitud que durante la fase de inserción.

### Efecto del tiempo.

De los registros obtenidos en diversos proyectos donde se usó la vibrocompactación, la mayoría en depósitos de arena limpia, se observa un marcado efecto en la densificación con el transcurso del tiempo. En algunos casos, la resistencia a la penetración se incrementó en un lapso de entre 2 y 8 días en más del 50% (Franky R.R., 1982). Este efecto del tiempo ocurrió sin que se haya observado un asentamiento medible del suelo y después de disipada la presión de poro generada por la densificación. Sin embargo, el incremento de la resistencia a la penetración con el tiempo fue mayor en suelos con estratos de limo o arcilla. Por esta razón, se recomienda que las pruebas de control se realicen por lo menos hasta 2 días después de haber terminado con el proceso.

### Resumen de las consideraciones de instalación.

Con base en la información anterior, se dan las siguientes recomendaciones para el procedimiento de instalación tomando en cuenta la frecuencia de resonancia:

1. El vibrador debe ser lo suficientemente potente como para permitir una eficiente inserción y extracción del mismo.
2. Para la densificación por frecuencia de resonancia, el vibrador debe de tener un regulador de frecuencia.
3. La forma del densificador debe ser tal que facilite la transferencia de energía al depósito.
4. Es preferible realizar la densificación del depósito mediante un arreglo de puntos de inserción del densificador de forma cuadrangular y con espacios reducidos.

5. La densificación se debe realizar en dos fases, con un periodo de reposo entre cada una.
6. Las pruebas de verificación con penetrómetros se deben efectuar por lo menos 3 días después de densificado el depósito.
7. Si el depósito tiene una relación de fricción (de la prueba del cono estático) de más del 1.5%, o si en dicho depósito existen intercalados estratos impermeables, se podrían presentar problemas en la densificación.
8. A través del monitoreo de la respuesta del depósito a la vibración, se obtiene valiosa información referente al óptimo proceso de densificación.
9. Existe poca influencia del proceso cerca de la superficie del depósito densificado.

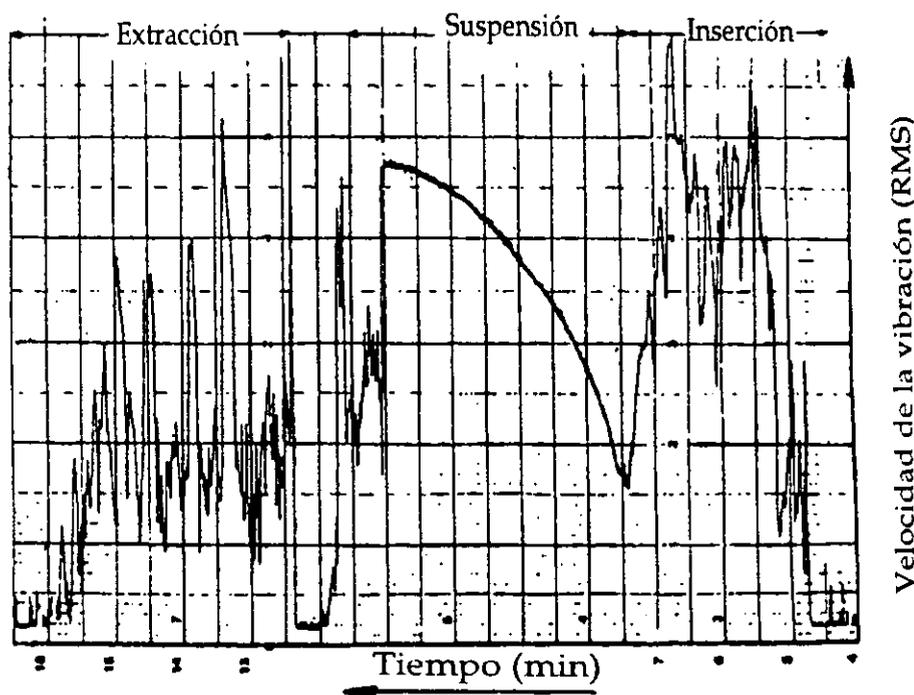


Fig. 3.32 Variación de la velocidad de vibración durante las fases de inserción, suspensión y extracción del densificador, (Massarsch, 1991).

### 3.2.4 Compactación dinámica.

El objetivo del proceso de compactación dinámica es densificar el depósito de suelo a través de impactos repetidos de gran intensidad sobre la superficie del mismo. Esto se logra mediante la caída de masas de gran peso desde alturas que van de 15 a 40 m, siguiendo un programa bien definido en cuanto a separación entre puntos de impacto y el tiempo de espera entre cada impacto.

Existen antecedentes del uso del proceso, aunque de una manera muy rústica, en la época del Imperio Romano; en Estados Unidos, comenzó a utilizarse por el año de 1871; en Alemania, en el año de 1933 y en China, al inicio de la década de los 40's; sin embargo, no fue sino hasta 1975 en que Louis Menard, propuso un método de diseño y construcción racional para el uso de esta técnica.

#### 3.2.4.1 Descripción del proceso.

La técnica de compactación dinámica se fundamenta principalmente en el comportamiento de las siguientes propiedades del suelo en donde incide de manera directa (Menard y Broise, 1975):

- a) La compresibilidad del suelo saturado debido a la presencia de micro bulbos de aire.
- b) La licuación gradual bajo la repetición de los impactos.
- c) Los cambios de permeabilidad en el depósito de suelo debido a la presencia de fisuras.

Compresibilidad del suelo saturado. A pesar que se consideraba a los suelos finos saturados como incompresibles bajo la acción de impactos de gran magnitud sobre él, se observó sorpresivamente (Menard y Broise, 1975), que no importando la naturaleza del suelo siempre existe un asentamiento considerable que se presenta de manera inmediata a causa de esta operación. Investigaciones posteriores mostraron que la mayoría de los suelos de

origen cuaternario contienen gas en la forma de microbulbos con un contenido que varía en el rango de 1% para los casos más desfavorables y 4% en los más favorables.

Licuación. Debido a que la energía que se aplica al suelo es a través de impactos repetidos, el gas se comprime gradualmente; conforme dicho porcentaje de gas en volumen se aproxima a cero, el suelo empieza a reaccionar como un material incompresible y da inicio a un estado de licuación en el depósito. Al nivel de energía requerido para este propósito, se le denomina "energía de saturación". En la práctica, se suele observar que la licuación en los suelos en estado natural ocurre por lo general de manera gradual; si el depósito está estructurado en su mayoría por materiales limosos o arenosos, este se licúa antes que un depósito estructurado por materiales arcillosos.

Permeabilidad. Un aspecto particular que se observa durante la compactación dinámica, es la rápida disipación de la presión de poro y que no se puede explicar con los valores del coeficiente de permeabilidad obtenidos antes del proceso.

Cuando un depósito de suelo arenoso está sujeto a grandes gradientes hidráulicos (condición de tubificación), los valores de permeabilidad son muy altos, este fenómeno ocurre en general sin importar las características de granulometría del depósito y sobre todo cuando se tiende a la licuación. Debido a esto, se ha observado (Menard y Broise, 1975), que un ligero incremento en la presión de poro es suficiente como para crear un estado tal en el que se formen fisuras en el depósito y el agua se acumule de manera natural en los mismos.

Por la característica del proceso, en el que la energía que se aplica al depósito es de manera externa, se ha demostrado que es factible su aplicación en diversos tipos de suelos como:

- Depósitos de suelo arenoso y de grava situados en la periferia de las ciudades.
- Zonas pantanosas situadas al borde de estuarios.
- Zonas industriales situadas en lugares de antiguas minas.

- Tratamiento de zonas en donde se construirán carreteras.

En general, la técnica consiste en aplicar a la superficie del depósito una gran energía provocada por repetidas caídas de una masa de entre 10 y 40 ton desde alturas que van de 10 a 40 m. El equipo utilizado para este propósito consta de una grúa de capacidad suficiente, equipada con gatos hidráulicos que son capaces de levantar las masas de hasta 40 ton a alturas de hasta 40 m. Las masas son en general, placas de acero de forma ya sea cuadrada, redonda, hexagonal e inclusive octagonal, unidas por medio de pernos o muescas de acero; pero no se descarta el uso de bloques de concreto para este mismo propósito.

Un aspecto importante a considerar en la compactación dinámica, es el relleno de los huecos que se forman en la superficie del depósito debido a los impactos, el cual debe ser con materiales de la misma calidad que el utilizado para relleno en la técnica de vibroflotación.

#### 3.2.4.2 Procedimiento de diseño.

Antes de considerar el uso de compactación dinámica en un depósito de suelo granular, se deben realizar las siguientes investigaciones:

1. Pruebas *in situ* de penetración estándar o de cono estático. Por lo regular, las pruebas de penetración estándar se realizan en depósitos relativamente uniformes, tales como depósitos de arena natural, y la pruebas de cono se realizan en depósitos no homogéneos tales como los depósitos de materiales de relleno.
2. Obtención de muestras para determinar la granulometría del suelo, el contenido de agua y los límites de plasticidad de la fracción fina del mismo.
3. Sondeos suficientes para determinar el perfil estratigráfico del depósito.

Con base en lo expuesto anteriormente, se tiene que los principales parámetros que afectan en la aplicabilidad del proceso son la clasificación del suelo, el grado de saturación y la permeabilidad del depósito. La Fig. 3.33, muestra los límites de aplicabilidad de la compactación dinámica con base en la granulometría del depósito y la Tabla 3.4, es una descripción realizada por Lukas (1986), en la que relaciona la efectividad del proceso de compactación dinámica con respecto a la clasificación del depósito propuesta por la AASHTO, esta tabla es de gran utilidad como auxiliar en la elección de la técnica.

La zona 1 de la Fig. 3.33, representa el rango granulométrico para el cual la compactación dinámica es más efectiva. La zona 3 representa el rango en el cual la compactación dinámica no es recomendada cuando el depósito está totalmente o casi totalmente saturado. La zona 2 es una zona de transición en donde la compactación dinámica podría funcionar siempre y cuando se deje un lapso de tiempo entre cada impacto, con el objeto de permitir que la presión de poro generada por el mismo se disipe totalmente antes de aplicar más energía al depósito.

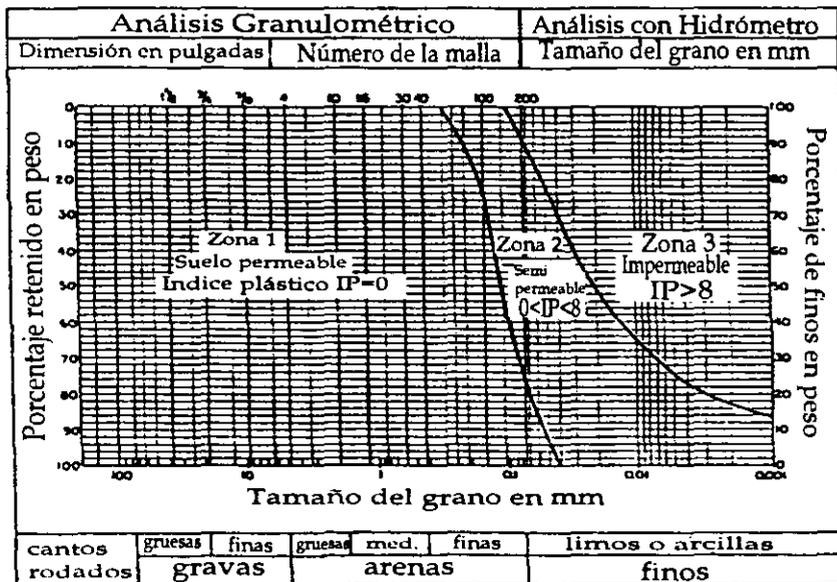


Fig. 3.33 Granulometría de suelos para aplicación de la compactación dinámica (Welsh et al, 1983).

Menard (1975), propuso una fórmula en donde se relaciona la profundidad efectiva de densificación con respecto a la energía aplicada, que está dada por:

$$D = \sqrt{Wh} \quad (3.6)$$

En donde:

$D$  = Profundidad de influencia de la compactación dinámica, en m.

$W$  = Peso de la masa en toneladas métricas.

$h$  = Altura de caída en m.

Leonards et al (1980), con base en la experiencia obtenida de la aplicación de esta técnica en diversas obras, encontró que la profundidad de densificación efectiva como resultado de su aplicación está dada por la fórmula anterior pero afectada por un factor de 0.5, ya que este factor refleja más apropiadamente los resultados obtenidos; sin embargo, la experiencia ha demostrado que este valor puede variar en rango de entre 0.3 y 0.7 del valor obtenido con la Fórmula (3.6), y que depende principalmente de las condiciones del sitio y del equipo utilizado.

El grado de densificación obtenido no solo depende de la energía aplicada por la caída de la masa, sino también del arreglo de los puntos de impacto, la secuencia de operación y el número de impactos aplicados en cada punto. En este aspecto Leonards et al (1980), con base en los resultados obtenidos de la aplicación del proceso, encontró una correlación entre la energía total aplicada por unidad de superficie (área), y el grado de densificación obtenido (medido con respecto al valor de  $N$  de la prueba de penetración estándar), y observaron que el límite máximo de resistencia obtenido en un depósito corresponde a una  $q_c \cong 150 \text{ kg/cm}^2$  para valores de  $N$  de entre 30 y 40.

Tipo de Suelo	Descripción	Clasificación AASHTO más parecida	Grado de Saturación	Aplicabilidad de Compactación Dinámica
Depósito permeable con granos que van de cantos rodados a arena con 0% de partículas que pasan la malla No. 200. Fracción gruesa de la zona 1*.	Escombros de edificaciones.	A-1-a	Alto o Bajo	Excelente
	Fragmentos de roca grandes.	A-1-b		
	Pedacera de concreto.	A-3		
Depósitos permeables que contienen no más de 35% de material limoso. Fracción fina dentro de la zona 1*.	Depósitos de suelo arenoso grueso.	A-1-6	Alto	Bueno
		A-2-4	Bajo	Excelente
		A-2-5		
Depósito semi-permeable compuesto por suelos limosos con arena, con menos del 25% de arcilla con IP<8. Zona 2.	Residuos de explotación de minas	A-5	Alto	Es posible
			Bajo	Bueno
Depósito impermeable de suelo arcilloso con IP>8. Zona 3.	Arcillas y residuos de minas.	A-6 A-7-5 A-7-6 A-2-6	Alto Bajo	No se recomienda Es posible si el contenido de agua es menor que el límite plástico.
Depósitos mixtos que contienen papel, desechos orgánicos, metal y madera.	Rellenos sanitarios relativamente recientes	No tiene	Bajo	Es posible, los asentamientos serán lentos debido a la descomposición de la mat. Orgánica.
Depósitos altamente orgánicos		No tiene	Alto	No se recomienda, a menos que se agregue suficiente material granular de relleno, y se aplique la suficiente energía que mezcle el material granular con el orgánico.

Tabla 3.4 Tipos de suelo más factibles de densificar por compactación dinámica, (Lukas, 1986).

La Tabla 3.5 indica los valores máximos de pruebas de penetración estándar y de cono estático después de efectuarse la densificación por compactación dinámica en depósitos de diversas características; esta información es parte de la experiencia acumulada de su autor y no deben tomarse como valores realmente establecidos.

Tipo de suelo	SPT (golpes/pie)	CPT (ton/pie <sup>2</sup> )
Depósito permeable de granos gruesos - Arenas y Gravas	40 - 50	200-300
Depósitos semi impermeable :		
- Limos Arenosos	34 - 45	140 - 180
- Limos y limos arcillosos	25 - 35	100 - 140
Depósitos impermeables parcialmente saturados :		
Arcillas y residuos de minas	30 - 40	No se aplicó

**Tabla 3.5** Valores obtenidos después de la aplicación de la compactación dinámica, (Welsh et al., 1991).

Por otra parte, Lukas (1980), demostró que la repetición continua de los impactos en el mismo punto incrementa la densificación dentro de la profundidad efectiva, pero se debe tomar en cuenta hasta que grado el número de impactos interfiere con la efectividad y la economía del método. Con base en un análisis de tipo económico de la aplicación de la compactación dinámica, se tiene que el número de impactos óptimo sobre un punto debe estar comprendido entre 6 y 9.

La máxima densificación generalmente ocurre dentro de la zona comprendida entre un tercio y la mitad de la profundidad efectiva de densificación; debajo de este nivel, la poca densificación se debe a la disminución de la energía del impacto, y en la parte de arriba, la densificación es menor debido a la perturbación que se provoca en el momento del impacto en la parte superficial del depósito, este efecto en particular se puede disminuir ya sea reduciendo gradualmente la energía en los últimos impactos sobre el punto, o densificando la parte superficial con equipo adecuado (con equipo de compactación como los rodillos vibratorios, por ejemplo).

Con respecto a la separación entre puntos de impactos, es una práctica general considerar la densificación únicamente en los puntos donde habrá concentraciones de carga, es decir

debajo de las zapatas de cimentación, más una cantidad extra de impactos a una cierta distancia de las orillas (de 0.60 a 1 m ). Otra forma, es considerar que tanto la losa de piso como la cimentación se pueden asentar, para ello se propone un arreglo en forma de cuadrícula en toda el área con separaciones de puntos de impacto de entre 2 a 3 m más una cantidad extra de impactos prolongándose una cierta distancia en las orillas del terreno.

### Construcción.

Para realizar un programa de ejecución de compactación dinámica, se deben de considerar aspectos importantes como el peso de la masa, la altura de caída, el número de impactos por punto y la cantidad y distribución de los puntos de densificación.

Las primeras dos consideraciones se determinan con base en el espesor del estrato que se tiene que densificar y el equipo disponible. Por otra parte, en la actualidad existe aún mucha controversia en cuanto a las ventajas que se podrían obtener cambiando la forma de la masa (cóncava, convexa, cuadrada, rectangular, circular, etc.), en la energía aplicada al depósito, pero no ha existido evidencia alguna que demuestre si una forma es mejor que la otra.

Con base en estudios de tipo económico de la aplicación del método, se ha visto que la profundidad de densificación óptima desde el punto de vista de la economía es de 12 m., y para profundidades mayores, se recomienda el uso de las técnicas mencionadas en los incisos anteriores en este mismo trabajo (vibroflotación, vibrocompactación, etc.).

En el procedimiento usual de ejecución de la compactación dinámica, se aceptaba que para mejorar la eficiencia del mismo, se debía de sujetar permanentemente la masa a un cable colocado de manera fija en la grúa, esto con el fin de ahorrar tiempo evitando la constante colocación del cable cada vez que la masa impactara en la superficie del depósito, con este procedimiento se levantaron pesos desde 6 hasta 22 ton. Sin embargo, Lukas (1986), demostró que este proceso reducía la eficiencia en cuanto a la transmisión de energía al suelo en más del 20%.

Para obtener los máximos beneficios de densificación por este método, se propone el uso de grúas especialmente adaptadas (Fig. 3.34), de tal manera que se produzcan caídas libres de pesos de entre 30 y 35 ton a alturas de hasta 30 m. Otro de los problemas que se presenta con el uso de cables fijos, es el constante rompimiento del mismo como consecuencia del desgaste, aunque se pueden utilizar cables de mayor calibre (Steinberg y Lukas, 1984), el desgaste prosigue y lo único que se logra es aumentar el tiempo entre cada cambio de cable.

Otro de los problemas que se presentan al momento de la densificación, es la fuerza de succión que tiene el suelo sobre la masa y que dificulta la extracción de la misma del depósito. Este fenómeno se presenta por lo regular en depósitos de suelos que contienen estratos de arcilla orgánica, y se llegan a producir cráteres de hasta 3 m de profundidad. Una solución a este problema sería remover una capa superficial del depósito (tomando en cuenta la factibilidad económica), sustituyéndola por material granular.

Se debe tener un especial cuidado e inclusive elaborar un programa de seguridad, para protección del operador de la grúa y el equipo, ya que se trabaja con equipo especialmente adaptado que trabaja con grandes cargas y, además, en el momento del impacto, salen volando ya sea escombros o partículas que podrían afectar al operador o al mismo equipo.

El nivel de aguas freáticas debe estar por lo menos 1.80 m debajo de la superficie del terreno o 0.60 m debajo del cráter que se produce por el impacto y a su vez no permitir que el agua ascienda hacia los mismos.

Según Menard (1975), cuando se densifica un depósito con dimensiones superficiales por ejemplo de  $A \times L$  (Fig. 3.35), se forma una franja en la periferia que tiene la característica de densificación intermedia, es decir, en esta franja (de un ancho aproximado de  $2H$ , en donde  $H$  es el espesor del estrato), no se presenta la densificación al 100%, por lo que la superficie realmente densificada tendría las dimensiones  $(L-2H) \times (A-2H)$ , por lo que es necesario (en zonas donde sea posible), considerar este ancho extra para la elaboración del programa de ejecución del método.

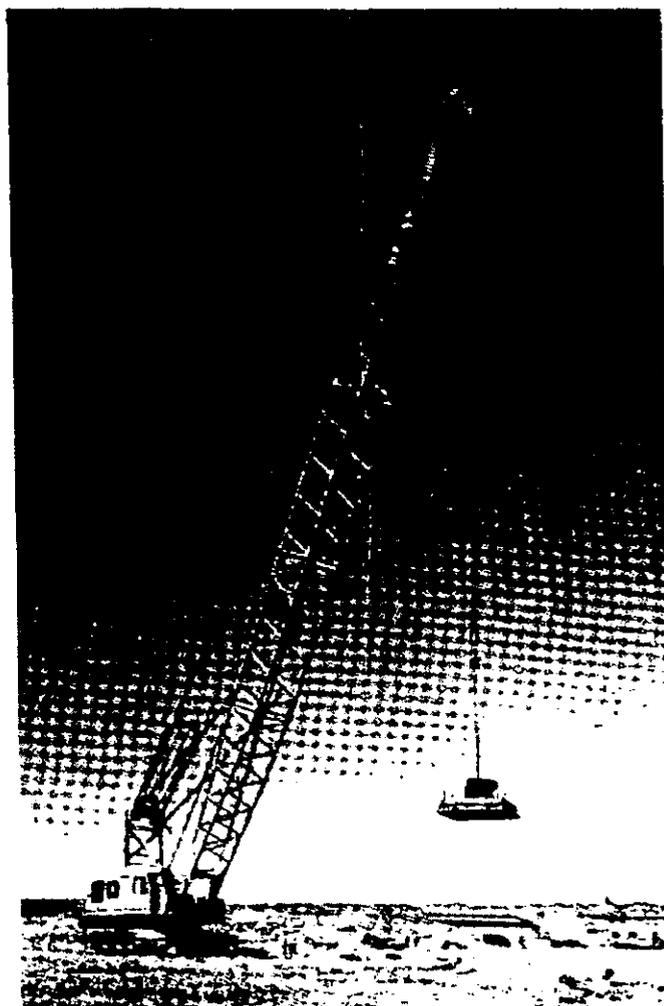


Fig. 3.34 Equipo de compactación dinámica, (Bauer, 1997).

Otra forma de resolver esta situación, es incrementando la energía de densificación en la periferia, pero existe la posibilidad de la presencia de asentamientos diferenciales de la estructura que se construya en el lugar, debido a la existencia de fronteras de densificación que dividen el terreno en unas zonas más densificadas que otras.

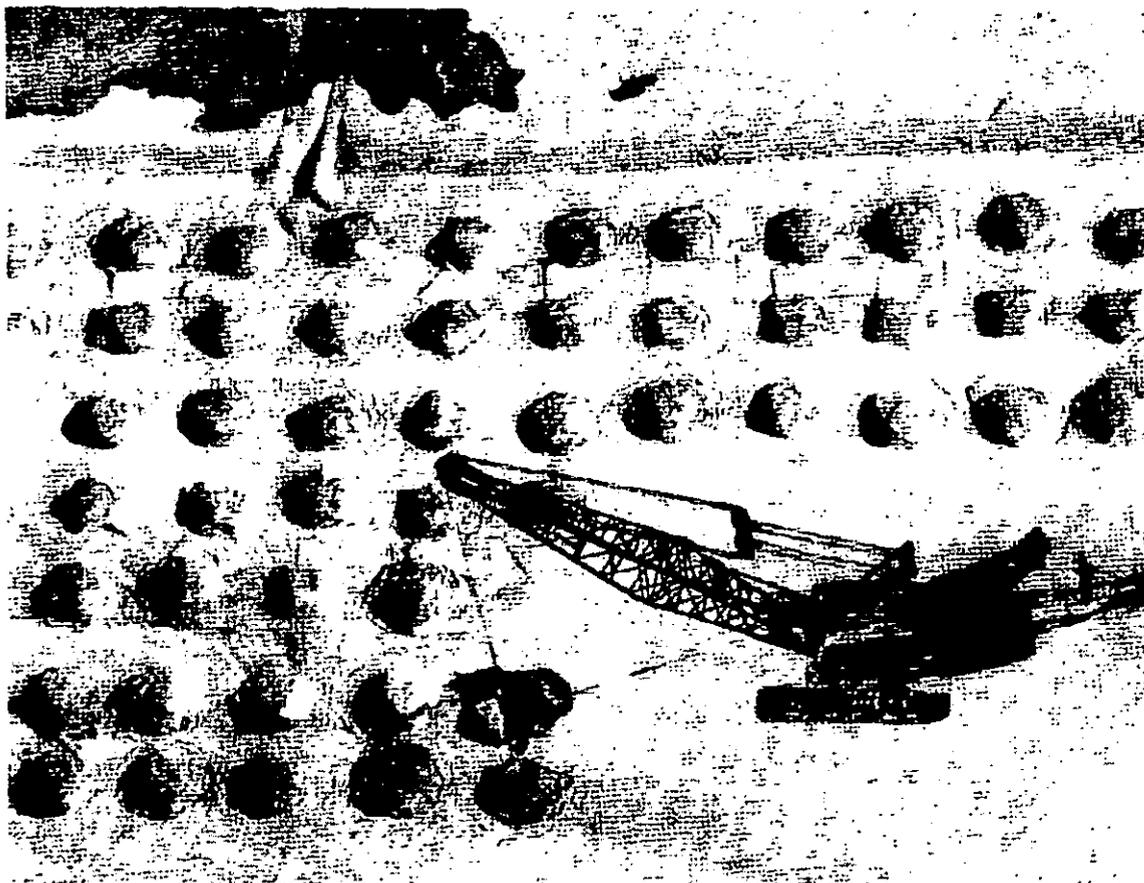


Fig. 3.35 Depósito densificado por compactación dinámica, (Bauer, 1997).

## 4. CONTROL DE LOS PROCEDIMIENTOS EN CAMPO Y EVALUACIÓN DE RESULTADOS.

### 4.1 Influencia de la densificación sobre estructuras vecinas.

Para referirse a la influencia de la densificación en las estructuras adyacentes, se deben tomar en cuenta diversos aspectos, tales como el incremento de esfuerzo a la flexión del tablestacado (cuando un depósito está confinado por un muro perimetral de ese tipo); el incremento en la presión de poro en el depósito como consecuencia del proceso; la vibración inducida; el incremento del empuje sobre una estructura adyacente; etc. A continuación se detallan dichos aspectos.

#### 4.1.1 Esfuerzos de flexión en el tablestacado.

Este fenómeno se presenta en la densificación de depósitos generalmente ubicados a los bordes de las bahías o muelles, los cuales están retenidos por estructuras flexibles como las tablestacas. La Fig. 4.1 muestra los registros obtenidos en la densificación de un depósito de arena por medio de vibrocompactación, confinado a través de una tablestaca de acero de 20 m de profundidad (Ministerio de Transporte de Japón, 1997); en ella, se observa que el incremento del esfuerzo flexionante sobre la tablestaca está en función de la cantidad de puntos de densificación y la distancia medida desde un punto a la estructura respectiva, cabe aclarar que estos datos corresponden a los obtenidos en el instante de la densificación.

A pesar de que la mayoría de los registros tomados están dentro del rango de 10 y 30 m de distancia, la experiencia ha demostrado que a una distancia entre el punto de densificación y la estructura respectiva de hasta 2 m, el incremento en el esfuerzo flexionante es de hasta 300 kg/cm<sup>2</sup>. También se ha observado una considerable disminución de este esfuerzo, cuando se colocan (previo al trabajo de densificación), drenes de grava; esto puede ser una solución para disminuir los incrementos de esfuerzo en las estructuras vecinas.

El esfuerzo generado por la densificación depende principalmente de las características del depósito, las características de la estructura vecina, las condiciones de instalación, etc., por lo que se recomienda realizar las pruebas de instalación necesarias con el objeto de monitorear los efectos en cada caso particular.

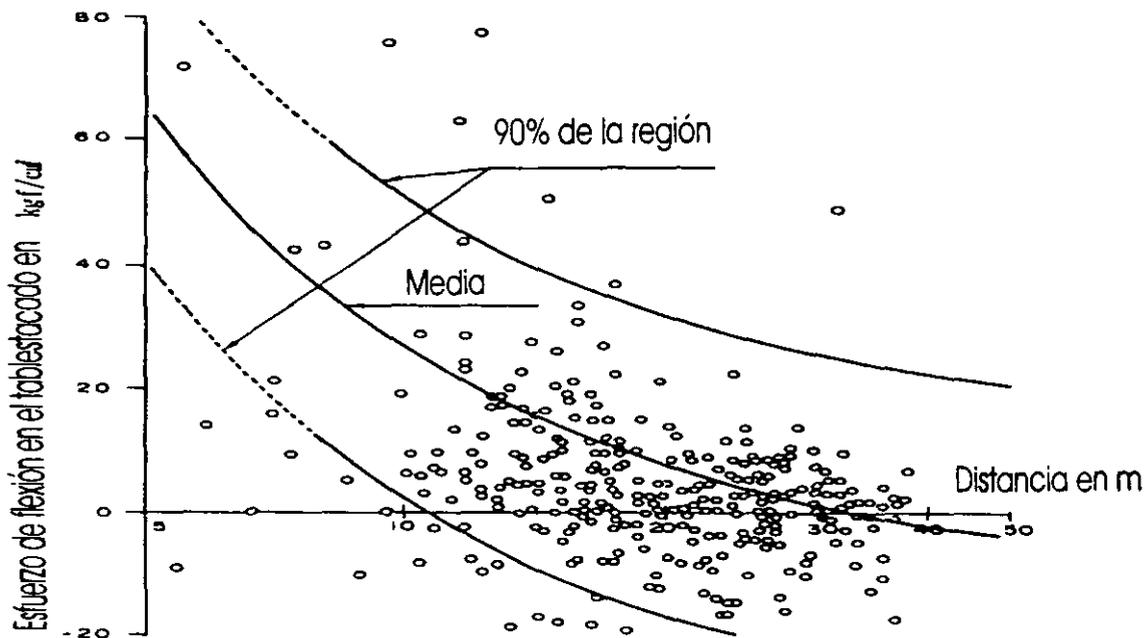


Fig. 4.1 Incremento en el esfuerzo a la flexión en un tablestacado por la aplicación de la vibrocompactación, (Ministerio de transporte del Japón, 1997)

#### 4.1.2 Influencia del incremento de la presión de poro y las vibraciones durante la densificación.

Al igual que en la Fig. 4.1, la Fig. 4.2 muestra los registros obtenidos durante la densificación de depósitos para diversas obras marítimas construidas en el Japón, en esta se relaciona la aceleración máxima del suelo en dirección vertical, con respecto a la distancia de aplicación de método de densificación en dicho depósito. En la figura, se observa un incremento repentino en la aceleración a distancias de entre 5 y 10 m, por lo que a estas distancias, se debe tener un especial cuidado en lo que respecta a la influencia que tiene la densificación en las áreas circundantes.

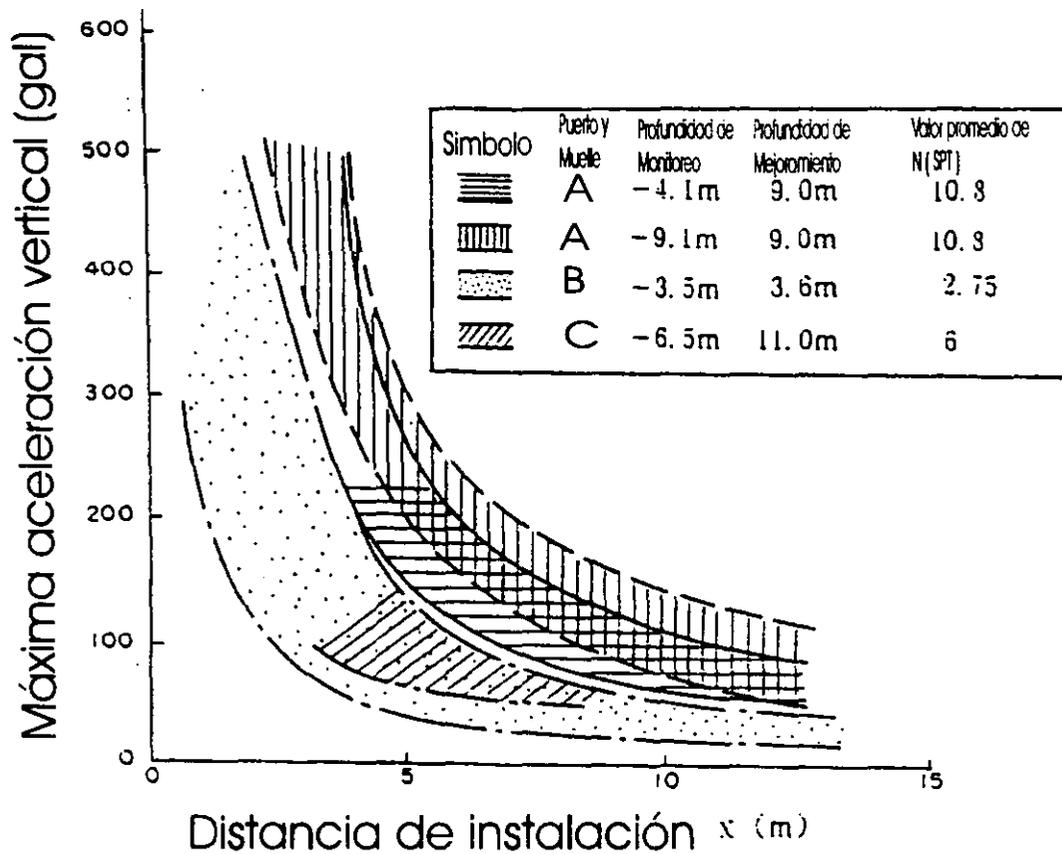


Fig. 4.2 Relación aceleración máxima vs distancia de instalación, (Ministerio de transporte del Japón, 1997)

De manera similar, en la Fig. 4.3 se relaciona el incremento de la presión de poro generado por la densificación con respecto a la distancia a la cual se inserta el vibrador; aquí también se observa un incremento repentino de la presión de poro a las distancias de entre 5 y 10 m, por lo que se debe tener precaución, y tomar las medidas adecuadas, para evitar el daño en estructuras vecinas a causa de una posible generación de licuación en los estratos que los soportan.

Como se mencionó anteriormente, se puede eliminar el incremento en la presión de poro colocando (previo a la densificación), drenes de grava con el fin de disipar dicha presión; sin embargo, se debe llevar un estricto control para evitar la obstrucciones de dichos drenes.

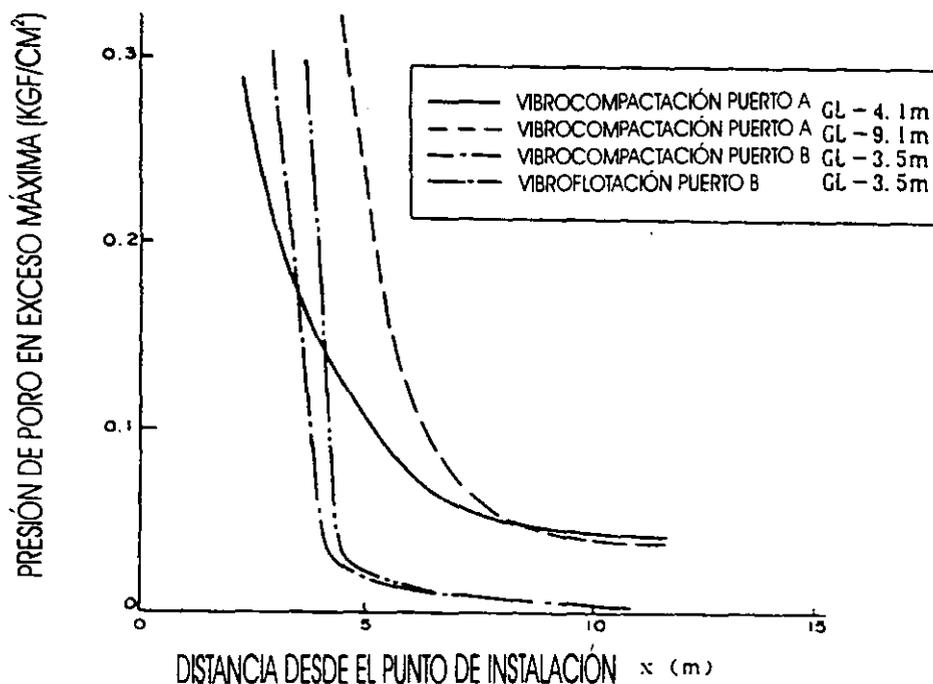


Fig. 4.3 Relación presión de poro vs distancia de instalación, (Ministerio de transporte del Japón, 1997)

#### 4.1.3 Vibración inducida en el depósito debido a la aplicación de la compactación dinámica.

En el capítulo anterior, se mencionó que durante el proceso de la compactación dinámica se transmite al depósito una considerable cantidad de energía a través de los impactos de una masa sobre la superficie del mismo. Uno de los aspectos más importantes que hay que considerar es el efecto de la vibración (como consecuencia de los impactos), inducida a las estructuras o a las áreas adyacentes a la zona de densificación.

Lukas (1980), a través del registro de las vibraciones provocadas por el uso de la compactación dinámica en diversas obras en las que participó y con distancias con respecto al punto de aplicación del impacto de entre 12 y 30 m, comprobó el comportamiento de las estructuras vecinas ante tal sollicitación y observó una influencia mínima a este respecto.

Particularmente, monitoreó un depósito que se encontraba adyacente a un edificio de 40 niveles y frente a un antiguo edificio de 3 niveles que funcionaba como terminal de ferrocarril, el depósito consistía en un relleno con material de desecho (escombro) producto de la construcción de las estructuras vecinas; en dicho registro se midió la velocidad de las partículas del suelo con dos sismógrafos, uno localizado en posición fija sobre la acera de la estructura vecina, y el otro se colocó en diversas posiciones con el fin de obtener un mayor panorama del movimiento de las partículas al momento del impacto.

Con los resultados obtenidos, demostró que las velocidades de las partículas eran menores de 51 mm/seg (2 pulg/seg), valor considerado como el límite máximo en el cual no se esperan daños en las estructuras circundantes. Las frecuencias medidas después de cada impacto estuvieron dentro del rango de los 10 a 20 Hertz, pero se observó que desaparecían completamente antes del siguiente impacto.

Estos datos sirvieron para complementar la gráfica construida por Wiss (1983) en la cual se relaciona un factor de energía (definido como la raíz cuadrada de la energía aplicada en libras-pie, dividida entre la distancia del punto a analizar con respecto al punto de aplicación del impacto), la velocidad de la partícula en pulgadas por segundo y el tipo de suelo en el que se trabaja (Fig. 4.4).

Esta gráfica es de gran utilidad en la planeación de los trabajos de compactación dinámica, ya que los datos se pueden extrapolar para predecir o determinar la distancia a la que se causan daños a las estructuras vecinas; por ejemplo, para un depósito de arena suelta, extrapolar la línea hasta el punto de velocidad de la partícula límite de 2 plg/seg, tenemos un factor de energía de 55 aproximadamente, para una cantidad de energía aplicada

en ese punto con una masa de 6 toneladas de peso y altura de caída de 30 pies, la distancia a partir de la cual la velocidad de la partícula es de 2 plg/seg o menor es de 11.44 pies (3.43 m).

Aún así es conveniente llevar un registro continuo de las velocidades de las partículas con el objeto de verificar los datos calculados con la metodología anterior.

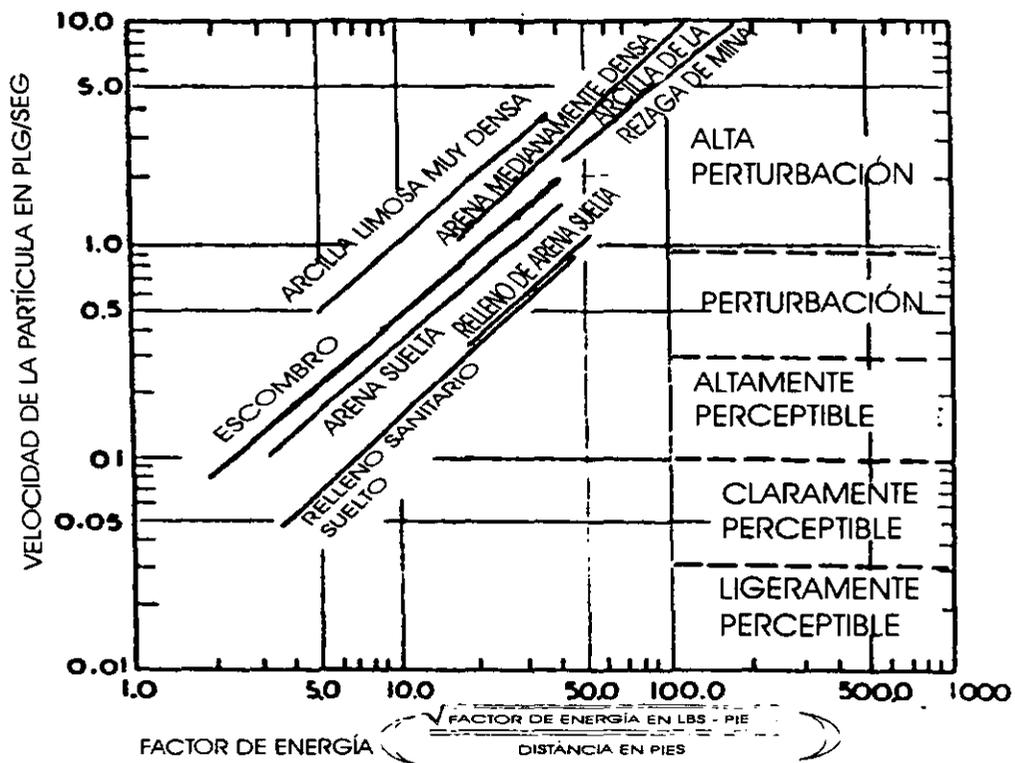


Fig. 4.4 Factor de energía vs velocidad de la partícula, (Lukas, 1980)

4.1.4 Influencia del incremento en el empuje de la tierra sobre estructuras vecinas como consecuencia de la densificación.

Al densificar el depósito por medios mecánicos (vibración o impacto), se busca aumentar la resistencia del depósito a la licuación a través del incremento en el esfuerzo efectivo

aumentando la compacidad del mismo, acompañado a este proceso y como consecuencia natural, también se incrementa la presión de confinamiento. Cuando la densificación se presenta en zonas con estructuras adyacentes, el aumento en la presión de confinamiento se traduce en un incremento en el empuje de tierras sobre la misma, por lo que la resistencia de dicha estructura ante una sollicitación (sismo, por ejemplo), puede disminuir.

Cuando se tiene que evaluar la aplicación de un método de densificación en un depósito de suelo granular, es importante determinar los efectos favorables que se esperan con el incremento del esfuerzo efectivo, y compararlo con los efectos desfavorables debido al incremento en el empuje del material sobre la estructura adyacente.

#### **4.2 Control de los procedimientos durante la densificación.**

El control del procedimiento de la densificación en el momento de su realización, varía dependiendo de diversos factores, algunos de ellos son: la técnica utilizada, las características del depósito, el equipo disponible, etc. Por esta razón, este inciso se desarrolla de acuerdo a las diversas técnicas de mencionadas en el capítulo 3, ya que aunque todas las alternativas tienen algunas medidas de control similares, también cuentan con sus propias medidas de control, además que sirven como referencia en la elección definitiva de la técnica de densificación.

Uno de los aspectos que se deben tomar en cuenta al realizar la investigación del sitio previo a la elección de una alternativa de densificación, es contar con la información necesaria para realizar un programa del control del procedimiento. El objeto de dicha investigación es buscar los métodos más efectivos (con base en las características de depósito), para evaluar los resultados del mejoramiento. Así mismo, las condiciones locales y de medio ambiente tienen un papel importante en la planeación de los métodos de control del procedimiento, ya que en ocasiones es indispensable monitorear constantemente el nivel de vibración como resultado del proceso para evitar daños a estructuras vecinas, así como la generación de ruido provocada por el proceso.

#### 4.2.1 Control del proceso en la densificación por vibroflotación.

Durante la realización del método de vibroflotación, hay que monitorear y controlar de manera constante los siguientes aspectos :

- El arreglo y distancia entre los puntos de densificación.
- La profundidad a la que penetra el Vibroflot.
- Cambios en la velocidad de penetración y de vibración del equipo dependiendo de la características de los estratos.
- La velocidad de extracción del equipo.
- La cantidad de material de relleno utilizado en cada punto.
- La granulometría del material de relleno.
- El gasto y la presión del agua utilizada.
- Los cambios en el nivel de superficie del depósito antes y después de la aplicación del método.
- La cantidad de energía eléctrica utilizada.
- La verticalidad del equipo.
- Las medidas de seguridad tomadas para protección del operador y del equipo.
- El tiempo total requerido para terminar la instalación de una columna completa.

Se debe tener un registro continuo del proceso, con el fin de comparar los resultados que se obtienen con los que se esperaban encontrar de acuerdo con el diseño del método, sobre todo en lo referente a la velocidad de ejecución y a la cantidad de material de relleno utilizado, con estos datos se podrán realizar diseños con mayor precisión y se obtendrá la experiencia necesaria para la aplicación de la técnica en el futuro.

El control de la densificación por vibroflotación se puede dividir en tres aspectos: 1) control antes de iniciar el proceso, 2) control durante el proceso y 3) control después del proceso (evaluación de resultados).

Control antes de iniciar el proceso. En esta etapa se debe analizar en primer lugar la calidad de los materiales que se piensan utilizar, principalmente el material empleado para relleno. Una forma de llevar dicho control es a través del análisis granulométrico, comparando los resultados con los límites establecidos en el inciso 3.3 del presente trabajo.

Otro aspecto importante a controlar durante esta etapa es el estado en que se encuentra la maquinaria y el equipo a emplear, es importante verificar previamente dichas condiciones con el objeto de minimizar o eliminar las interrupciones al proceso por dicha causa; de entre los equipos empleados, los más importantes son los generadores de energía eléctrica, el vibroflot, y la grúa.

Por último, dentro de esta fase es importante localizar y señalar los puntos en donde se insertará el vibroflot de acuerdo con el diseño, esto evitará la pérdida de tiempo en la ejecución del proceso. Así mismo se deben instalar los instrumentos auxiliares y las referencias necesarias que indiquen las diferencias en los cambios de nivel sobre la superficie del suelo e indiquen en un momento dado el cambio de la verticalidad del vibroflot.

Control durante el proceso. En esta etapa el primer control consiste en el registro continuo de los tiempos de inserción, de compactación (tiempo en que permanece el vibroflot en la depresión formada) y el tiempo total del proceso, esto con el fin de ejecutar las acciones como se menciona en el diseño, y a su vez, contar con documentación útil para posteriores diseños. Los equipos actuales, ya cuentan con aparatos electrónicos que registran dichos tiempos.

Se debe verificar la profundidad de la instalación, la cantidad y calidad del material de relleno así como la verticalidad del equipo al penetrar (esto se verifica con la ayuda de equipo de topografía). Es importante monitorear la generación de vibración y ruido, con el auxilio de acelerógrafos y equipo de registro de generación de ruido.

Control después del proceso. Esta etapa consiste en confirmar los resultados obtenidos después de instalada la columna. Generalmente se verifica realizando pruebas de penetración estándar o de cono eléctrico entre las columnas formadas. Los resultados obtenidos se comparan con los que se deseaban obtener. Existen valores de  $N$  y valores de  $q_c$  que son indicativos del éxito de la instalación, por ejemplo para el método de la vibroflotación los valores de  $N$  que se obtienen oscilan entre 15 y 20; sin embargo la mejor manera de comparar los resultados es superponiéndolos en las gráficas elaboradas para el análisis de la susceptibilidad a licuación del depósito mencionadas en el Cap. 2 del presente trabajo, ya sea las realizadas con base en la metodología propuesta por Seed e Idriss (1971), o en la propuesta por Díaz Rodríguez y Armijo Palacio (1986). Esta manera de verificar los resultados obtenidos, puede servir para verificar los resultados del uso de cualquier otra técnica de densificación.

#### *4.2.2 Control del proceso en la densificación por vibrodesplazamiento.*

El aspecto más importante a controlar por este método es la profundidad a la que se coloca la arena, esto se debe a la naturaleza de la técnica. La profundidad de la instalación se confirma comparando la profundidad a la que está instalada la tubería de alimentación con el nivel en el que se encuentra la arena dentro de dicha tubería. Esto se logra a través de sensores instalados en el equipo. Aunado a esto el control del proceso en general se divide también en las tres etapas mencionadas para el control del proceso de la vibroflotación.

Control antes de iniciar el proceso. En esta etapa también se debe verificar la calidad del material empleado para relleno, las condiciones del equipo que se va a utilizar, y la localización de los puntos en donde se instalarán las columnas de arena. Como se mencionó en el inciso anterior, la principal ayuda para esta etapa es el análisis granulométrico del material, para compararlo con los límites establecidos en el inciso 3.3.2 de este trabajo.

Control durante el proceso. Ya se mencionó que el aspecto más importante de controlar durante esta etapa es la profundidad a la que se coloca el material. Esto se logra instalando

medidores de nivel de arena dentro de la tubería de alimentación, e instalando un medidor de la profundidad de instalación en la parte exterior del tubo. Con este equipo también se obtienen registros de la cantidad de material colocado. La Fig. 4.5 muestra un ejemplo del arreglo necesario para llevar a cabo dicho control.

Control después del proceso. Este control es similar al propuesto para la densificación por vibroflotación, la ayuda en este caso son la pruebas de penetración estándar y de cono eléctrico ejecutadas entre cada columna y al centro de las mismas. Así mismo los resultados se deben comparar con los que se esperan obtener con base en los análisis preliminares de susceptibilidad a licuación. Los valores de  $N$  que generalmente se obtienen con este proceso oscilan entre los 25 y 30 aproximadamente.

El intervalo de las pruebas de verificación por medio de penetración estándar, y con respecto a la profundidad, es de aproximadamente cada 2 m, estas pruebas por lo general se ejecutan en el centro de la columna instalada. Algunas compañías dedicadas a la aplicación de esta tecnología, utilizan como regla general, el ejecutar una prueba de verificación por cada 1000 m lineales de columnas construidas.

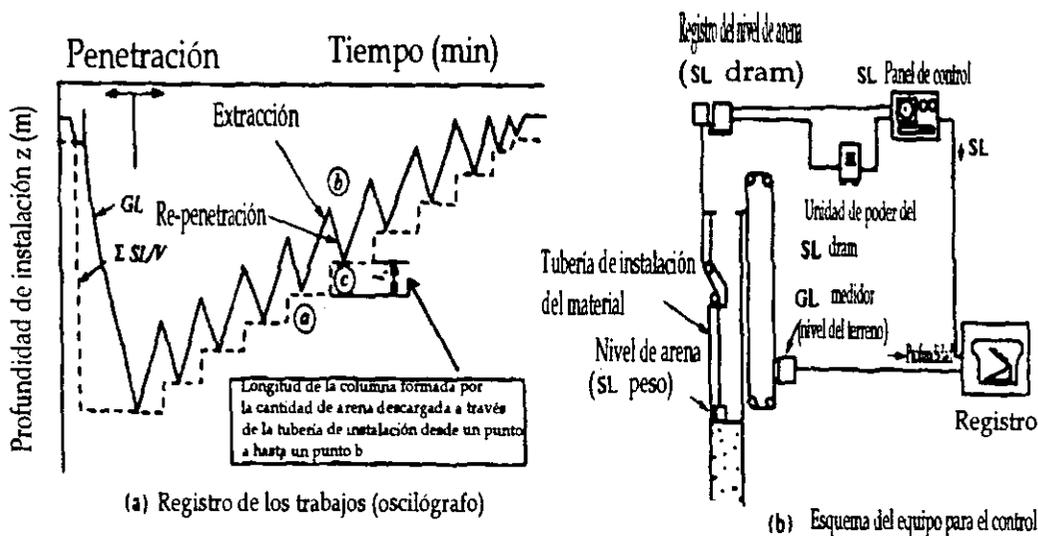


Fig. 4.5 Equipo de control para vibrodesplazamiento (Ministerio de transporte del Japón, 1997)

#### 4.2.3 Control del proceso en la densificación por vibrocompactación.

Durante la vibrocompactación, los principales controles se enfocan al registro de factores como el asentamiento del terreno, velocidad de inserción, pruebas de penetración, medida de la presión de poro generada y medida de la velocidad de la onda.

Medidas del asentamiento. Un simple, pero efectivo método de control durante la densificación, consiste en medir el asentamiento del terreno en el momento en que se lleva a cabo el proceso. Usualmente, dicho asentamiento es grande cerca de la zona en donde se aplica la densificación y va disminuyendo conforme se incrementa esta distancia. Como regla general, se espera mayor asentamiento en una zona que corresponde aproximadamente al doble del diámetro del elemento densificador utilizado.

Monitoreo de la velocidad de penetración del vibrocompactador. La velocidad con que penetra el vibrocompactador, es también una forma sencilla y eficiente de medir el efecto del proceso en el depósito. Desafortunadamente, en lugares donde se aplicó la técnica de vibrocompactación, este procedimiento de control fue poco utilizado. Una forma de medir la facilidad con que penetra el vibrocompactador, es a través de la instalación (en la parte inferior del mismo), de una celda de presión, con lo que se obtiene el constante registro del incremento de la presión en el depósito y la velocidad de inserción del mismo; con esta información se obtienen datos útiles para determinar el nivel de mejoramiento alcanzado. Desde un punto de vista práctico, la importancia de estos registros consiste en evitar una sobredensificación, la cual especialmente en suelos granulares gruesos, es perjudicial ya que dificultaría la extracción del vibrocompactador.

Pruebas de penetración. Las pruebas de penetración para comprobar el resultado de la densificación son muy frecuentes independientemente del método utilizado. Ya se mencionó con anterioridad que las técnicas de evaluación de la susceptibilidad a licuación del depósito sirven como referencia para determinar el nivel de densificación deseado en el

depósito. Si el arreglo entre puntos de densificación es triangular, se recomienda realizar las pruebas de penetración en el punto central de este arreglo.

Monitoreo de la presión de poro. Se puede obtener información valiosa a través del monitoreo continuo de la presión de poro que se genera durante y después del proceso de la densificación. De acuerdo a esta práctica, se encontró que los valores máximos de la presión de poro se generaron durante la fase de inserción del vibrocompactador, y se disipa gradualmente mientras el equipo se mantiene dentro del depósito o durante la etapa de extracción.

Monitoreo de la velocidad de onda. El efecto de la densificación se puede medir a través de los monitores con pruebas de *cross hole*, antes y después de la densificación. La velocidad de las ondas de cortante o la velocidad de las ondas de superficie (Rayleigh), las cuales para fines prácticos se consideran equivalentes a la velocidad de las ondas de cortante, se pueden usar para estimar el incremento en la rigidez del depósito. Si se conoce la velocidad de las ondas de cortante ( $V_s$ ), el módulo de rigidez dinámica ( $G$ ) se puede encontrar con la siguiente expresión :

$$G = V_s^2 * \rho \quad (4.1)$$

En donde  $\rho$  es la densidad de masa del suelo.

Con base en esta expresión se tiene que, si se incrementa al doble la velocidad de la onda de cortante, el módulo de rigidez aumentará en una proporción de cuatro, y con los resultados obtenidos se puede estimar el grado de densificación alcanzado.

Otra ventaja de medir la velocidad de la onda en el depósito, es que se obtienen los resultados del efecto de la densificación sobre un área de influencia relativamente extensa lo que, comparado con las pruebas de penetración que miden los efectos sobre puntos individuales, en ocasiones no son totalmente representativos de el área densificada.

#### 4.2.4 Control del proceso en la densificación por compactación dinámica.

La forma en la se aplica la energía al depósito con este método afecta de manera importante a la profundidad y al grado de densificación obtenido. Las consideraciones que a continuación se mencionan se deben de tomar en cuenta en el momento de la planeación previa a la ejecución de los trabajos con la compactación dinámica.

- Si se aplica una gran cantidad de energía durante lapsos de tiempo muy corto, se corre el riesgo de que la presión no se disipe lo suficiente. La energía adicional aplicada al depósito previo a la disipación total de la presión de poro, ocasiona una deformación de tipo plástica sin que ocurra la densificación. Por lo que la energía que se aplica en estas circunstancias es energía no aprovechada. Esta condición generalmente ocurre en depósitos de mediana permeabilidad tales como arenas limosas y limos. En depósitos de suelo granular grueso, no se presenta el incremento en la presión de poro puede no ocurrir o se disipa muy rápido después del impacto, en este tipo de depósito, se puede aplicar la energía a través de ya sea uno o dos impactos, con espacios reducidos entre los cráteres formados.
- La energía se puede aplicar de tal manera que se forme una capa dura de material cerca de la superficie del depósito antes de obtener la densificación a la profundidad proyectada. Estos sucede principalmente en los depósitos de suelo granular y sobre todo cuando los espacios entre los puntos de densificación son muy cercanos o si se utiliza una masa de menor peso que la requerida para densificar a la profundidad deseada. Es frecuente que el material duro se encuentre cerca de la superficie antes de iniciar el proceso de la compactación, en estos casos es conveniente fracturar esa capa con pequeños impactos sobre el mismo.
- Existen casos en que se obtienen cráteres muy profundos, sobre todo en depósitos muy sueltos, esto ocasiona dificultades al momento de extraer la masa sobre dichos cráteres ya que existen fuerza de succión y de fricción que se desarrollan en el momento de extraerla. Una forma de solucionar este problema es colocar previo al inicio de las

operaciones y sobre toda la superficie a densificar, una capa de arena de 0.6 a 1.2 m de espesor.

Consideraciones antes de iniciar el proceso. Es necesario, previo al inicio de los trabajos realizar un programa de pruebas, con el propósito de determinar la respuesta del terreno a los impactos y evaluar la profundidad y el grado de mejoramiento que se podría obtener. Las pruebas de control son especialmente útiles en los depósitos de suelo de permeabilidad media en donde la velocidad con la que se dispersa es importante para el control del proceso tomando en cuenta los problemas anteriormente mencionados a causa de este fenómeno.

Los datos recabados con las pruebas preliminares deben ser los suficientemente representativos para idealizar el comportamiento de las condiciones reales de trabajo. Aunado esto, se debe prever la instalación de instrumentación suficiente como para llevar a cabo un constante monitoreo de la presión de poro generada, los asentamientos ocasionados durante los impactos y las vibraciones inducidas al terreno principalmente. Así mismo se debe tomar en cuenta el obtener muestras antes y después de densificado el depósito. Como se mencionó en el Capítulo 3, la presencia del N.A.F. en el depósito ocasiona grandes problemas durante la aplicación de la compactación dinámica en el mismo, por lo que se deben tomar las precauciones necesarias para mantener dicho nivel por lo menos 2 m debajo de su superficie; esto se logra ya sea instalando un sistema de bombeo colocando material de relleno previo a la operación para alcanzar dicho nivel.

Control durante el proceso. Después de cada impacto, la superficie del depósito sufre alteraciones formándose una concavidad y a su alrededor ocurre un levantamiento. El terreno se debe renivelar con la ayuda de una motoconformadora introduciendo el suelo que se levantó dentro de las concavidades, una vez renivelado el terreno, se deben realizar un levantamiento de nivel del mismo con el fin de determinar el asentamiento generado y así evaluar la posibilidad de otro impacto sobre ese punto.

Los piezómetros instalados en el área de trabajo, son con el fin de monitorear constantemente la presión de poro generada entre cada impacto y a su vez determinar la secuencia de impactos con base en el tiempo en que tarda en disiparse dicha presión.

Cuando existen estructuras adyacentes o zonas en donde la vibración ocasionada puede ser perjudicial, es importante contar con el equipo necesario para monitorear constantemente dicha vibración.

Durante esta etapa es importante medir la profundidad de la concavidad generada, ya que de la forma y la profundidad se puede estimar si el equipo utilizado es el adecuado para el tipo de suelo a densificar. En algunas zonas en donde la profundidad de la concavidad es demasiado grande se considera que existe la presencia de estratos blandos, con lo que se puede corregir el procedimiento.

Control después de la densificación. En general, para todas las técnicas de densificación, la mejor forma de verificar los resultados que se obtienen del proceso es a través de las pruebas de campo como de penetración estándar, de cono eléctrico, etc. En general se recomienda realizar las pruebas antes y después de la densificación en el mismo punto, con el objeto de tener mayor seguridad en la comparación de dichos valores.

El uso de cualquiera de estas técnicas de verificación depende de las consideraciones realizadas durante la fase de diseño, por ejemplo si para verificar la susceptibilidad a licuación del depósito se utilizó el método de Seed e Idriss (1971), que se basa principalmente en los datos que se obtienen en campo con la prueba de penetración estándar, lo más conveniente es que para verificar los resultados obtenidos se utilice la misma prueba. Sin embargo, como se mencionó en el Capítulo 2, existen ciertas ventajas y desventajas del uso de cualquiera de estas técnicas, por lo que será necesario considerarlas en el momento en que se diseñe el proceso.

La Fig. 4.6 muestra los resultados obtenidos de una investigación sobre el factor de mejoramiento que se obtiene con respecto a la profundidad del depósito, para suelos de diversas características y utilizando para ello las pruebas de penetración estándar, de cono eléctrico y de presiómetro. En dicha figura se observa que generalmente cuando se utilizan dos técnicas de evaluación de resultados en campo, el factor de mejoramiento es similar, entendiéndose como factor de mejoramiento al valor que resulta de dividir al parámetro de prueba que se obtuvo a la profundidad respectiva después de la densificación entre el valor de ese mismo parámetro que se encontró antes de realizar la densificación.

El número de sondeos y de pruebas a ejecutar depende de diversos factores entre los que se encuentran principalmente el tipo de suelo, la uniformidad del depósito, las características de la estructura a desplantar. Por ejemplo, en depósitos de suelo granulares gruesos es muy difícil realizar una gran cantidad de sondeos por la dificultad con la que se desarrollan las pruebas, por lo que en estos casos es recomendable medir el efecto por otras técnicas como la medida del asentamiento del depósito, por ejemplo.

En un depósito de suelo estratificado, se deben de planear mucho más sondeos que en un depósito relativamente uniforme debido a las variación de resultados que se podrían presentar.

Si la densificación se realizará con el objeto de desplantar un terraplén y los asentamientos permisibles varían de entre 0.3 a 0.60, el número de sondeos puede ser menor que los que se realizan para una estructura en la que los mismos asentamientos cobran mayor importancia como edificaciones cuyo límites de asentamiento están entre 2.5 a 3.8 cm.

Como una guía para determinar el número de sondeos se tiene lo siguiente :

- Se pueden realizar como mínimo un sondeo por cada : a) 1,000 m<sup>2</sup> de la superficie a densificar si la estructura es un edificio o, b) cada 3,800 m<sup>2</sup> si se trata de un terraplén.

Sin embargo deben de realizarse por lo menos dos sondeos independientemente del tipo de estructura a desplantar.

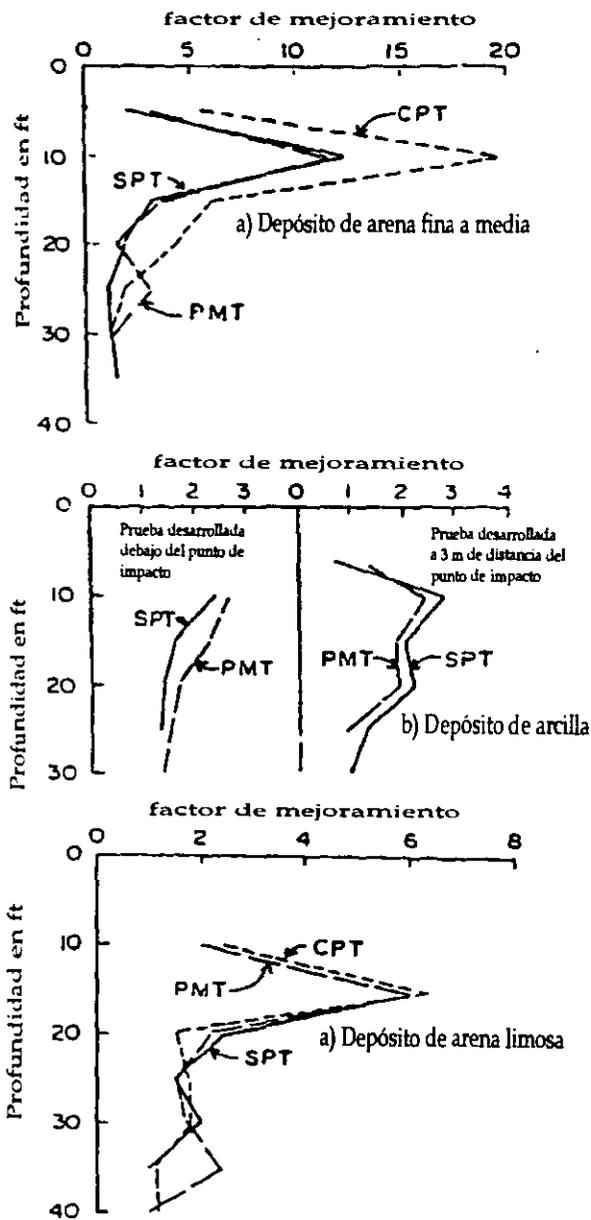


Fig. 4.6 Factor de mejoramiento para diversos tipos de depósitos, (US Department of Transportation, 1986).

- Las pruebas de penetración se deben de ejecutar sobre un punto a intervalos no mayores de 1.5 m de profundidad.
- Se deben de ejecutar sondeos y pruebas adicionales en zonas en donde se observen anomalías durante el proceso de densificación, como áreas en donde la profundidad de la depresión provocada por el impacto es más grande de lo común, o en donde el asentamiento del terreno es mayor de lo normal.
- La verificación de los resultados se debe realizar después que se haya disipado la presión de poro generada por los impactos y preferiblemente no dejando pasar mucho tiempo. En depósitos impermeables, las pruebas se pueden realizar inclusive días después de la densificación, pero en depósitos semi permeables, estas pruebas se ejecutarán una vez que la lectura en los piezómetros indiquen que la presión de poro generada se disipó.

Existen métodos que son una alternativa para medir el grado de densificación en el depósito que hasta la fecha no se han utilizado tan extensivamente como las técnicas mencionadas anteriormente entre ellas se encuentran las medidas del incremento en el peso volumétrico del material, medidas con acelerómetros, pruebas de carga, pruebas de cross-hole, entre otras.

## 5. ASPECTOS ECONÓMICOS DE LA DENSIFICACIÓN.

### 5.1 Costos de equipos de vibración interna.

Los factores a tomar en cuenta para realizar un análisis de tipo económico en cualquier método de densificación, son muy variados. Cuando se trata del uso de vibración interna en el depósito para lograr dicha densificación (vibroflotación, vibrocompactación, o vibrodesplazamiento), pueden existir conceptos que por su similitud, o por su obligada realización, se consideran generales, como ejemplo se tienen los conceptos de despalme, costos de programas de prueba e instrumentación, costos de transporte de equipo, etc., sin embargo, es necesario en un momento dado, analizar si todos estos conceptos son aplicables dependiendo de las características propias del sitio. Así mismo, existen conceptos particulares que varían dependiendo de la técnica a emplear, como lo son los costos del equipo, del material de relleno a emplear (incluyendo los acarrees), el personal operativo, etc.

Los costos de la densificación del depósito por medio del uso de equipo vibrador, también varían dependiendo de las dimensiones del área a densificar, la compacidad relativa inicial en el depósito, el nivel de densificación requerido, y la profundidad de mejoramiento .

Si se tiene un área de pequeñas dimensiones, o el volumen que se requiere densificar es pequeño, se obtiene un alto costo unitario del proceso en comparación con el que se tendría en la densificación de un depósito de gran extensión; esto se debe a que es necesaria la misma movilización, instalación y transporte del equipo independientemente de las dimensiones del depósito, este es un punto importante a tomar en cuenta al realizar este tipo de análisis.

Si la compacidad relativa inicial en el depósito es alta, la velocidad con que penetrará el vibrador será baja, con lo que se tendría un bajo rendimiento en la ejecución, y por lo tanto

el consecuente incremento en los costos. En particular esta característica puede ser subsanada con la elección de la tecnología adecuada; por ejemplo, se puede emplear la vibroflotación cuando las propiedades del depósito nos indiquen que habrá dificultad en la penetración del equipo vibrador; pero es recomendable analizar el uso de la técnica con base en los costos del equipo a emplear, ya que puede suceder (debido a las dimensiones del depósito), que aún cuando el rendimiento sea bajo, convenga el uso de la técnica de vibrocompactación en dichos casos.

Como se mencionó en el capítulo anterior, la distancia entre los puntos de densificación depende de entre otras variables del grado de densificación que se desea obtener, así si se requiere un efecto de densificación alto en el depósito, la distancia entre puntos de densificación debe ser pequeña, y viceversa. Este es un factor que influye en los costos, ya que a mayor número de puntos de densificación, es mayor el uso de material de relleno (si se aplica), y mayor el tiempo de uso del equipo.

La profundidad de densificación es también un factor a considerar, pero es menos significativo que los factores anteriormente mencionados, debido a que en el análisis del costo, este factor está en función de la velocidad con que penetra el vibrador en el depósito. Para fines prácticos se puede considerar que la velocidad de penetración y extracción del vibrador es constante durante todo el trayecto. Sin embargo, la evidencia ha demostrado que bajo condiciones similares, el tiempo que se tarda en densificar un depósito por ejemplo de 7.5 m de profundidad, no es necesariamente la mitad del tiempo que se tarda en densificar un depósito de 15 m de profundidad.

## **5.2 Costos de la compactación dinámica.**

Por lo regular el costo del proceso de compactación dinámica se expresa en unidades monetarias por unidad de área, (en México sería pesos / m<sup>2</sup>). Los métodos en los cuales se aplica la vibración interna del depósito para lograr la densificación pueden estar expresados ya sea de esta forma o en unidades monetarias por unidad de volumen. Sin embargo es

necesario analizar la conveniencia del uso de una u otra unidad dependiendo de la cantidad de datos con que se cuente.

Los principales factores que influyen en el costo del proceso de la compactación dinámica son: 1) el área del depósito a densificar, 2) la profundidad y el nivel de mejoramiento, 3) las características del depósito y, 4) el uso de material de relleno.

Área del depósito a densificar. Al igual que con las técnicas de vibración interna del depósito, en la compactación dinámica, si la superficie del depósito a densificar es de grandes dimensiones, la movilización inicial del equipo y la ingeniería utilizada para planear la ejecución de los trabajos, representaría un pequeño porcentaje del costo total del proceso. Por otro lado, si el área del depósito a densificar es pequeña, la movilización del equipo y la planeación de los trabajos pueden representar un porcentaje considerable del costo total del proceso.

Profundidad y nivel de mejoramiento. Conforme la profundidad a la que el depósito se debe densificar incrementa, los requerimientos de peso y de altura de caída también se incrementan. Esto trae como consecuencia el uso, de grúas de mayor capacidad y por lo tanto más costosas.

El grado de densificación también influye en los costos del proceso en el sentido de que si se requiere un nivel de densificación elevado, la cantidad de energía que se necesita también se incrementa. Esto trae como consecuencia la aplicación de un número mayor de impactos en el depósito. El tiempo requerido y por lo tanto, el costo del proyecto es directamente proporcional a la energía requerida.

Características del depósito. Las características ideales de un depósito en donde se aplique la compactación dinámica consisten en suelo granular permeable y con el N.A.F. muy por debajo de la superficie del mismo. Sin embargo, si las condiciones del depósito son más complejas, tales como las de un depósito de arena limosa saturada, o de limo, existe cierta

incertidumbre en cuanto a los resultados que se obtendrán con el proceso, ya que intervienen factores como la energía a aplicar, el número de impactos en cada punto, el tiempo en que tarda en disipar la presión de poro generada, etc., debiendo planearse la instalación de piezómetros en el área de trabajo. Todos estos factores influyen de manera directa en el costo del proceso.

Si lo que se requiere es abatir el N.A.F., también se incrementa el costo del proceso.

Uso de material de relleno. Si se trata de densificar un depósito de suelo granular muy suelto, es probable que se requiera material de bancos con el objeto de :

1. Obtener una superficie óptima de trabajo en las que las grúas funcionen eficientemente.
2. Obtener un depósito con suficiente rigidez para que las depresiones formadas por el impacto no sean tan profundas.
3. Compensar los asentamientos del terreno.

Si el equipo se mantiene en condiciones óptimas de operación, es decir minimizando los tiempos perdidos como consecuencia de reparaciones ya sea de la grúa o del cable utilizado, la producción normal del proceso de compactación dinámica lanzando una masa de 15 ton con altura de caída de entre 20 a 29 m, sería de entre 400 a 500 impactos en una jornada de trabajo de 8 horas. Para un proceso en el que se lanza una masa de 6 ton con altura de caída de 9 a 12 m, la producción normal oscilaría entre 600 a 800 impactos en una jornada de trabajo de 8 horas.

Los costos de la movilización también se incrementan conforme se aumentan las dimensiones de la grúa a utilizar. Una grúa de entre 40 y 50 ton se puede transportar y colocar relativamente rápido. Sin embargo, una grúa de 100 ton requiere transportarse repartida en secciones a través de varios trailers y para armarla es necesaria la ayuda de una grúa adicional, por lo que en ocasiones se requieren de dos a tres días para la erección y movilización.

### 5.3 Ejemplo de aplicación en la selección de una alternativa de densificación.

Con el objeto de establecer los principales parámetros útiles en la elaboración de un presupuesto para la densificación de un depósito de suelo granular, en esta sección se estudiará el procedimiento propuesto.

Este análisis se basará en los datos obtenidos por Rendón (1979), acerca de un depósito localizado en la región sureste de la República Mexicana cuyas principales propiedades son :

- Nivel de aguas freáticas a 1.5 m de profundidad.
- Resistencia a la penetración estándar (N), entre 4 y 12
- Zona de posible susceptibilidad a licuación entre 3 y 7 m de profundidad (ver Fig. 5.1)
- Porcentaje de contenido de finos de 0.4 a 3.2%
- $D_{50}$  de 0.23 a 0.36 mm
- Peso específico saturado  $\gamma_{sat} = 1890 \text{ kg/m}^3$  (arena SP-SM)
- Peso específico saturado  $\gamma_{sat} = 1580 \text{ kg/m}^3$  (arcilla CL-SC)

Este depósito se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico, clasificada como zona sísmica tipo B, de acuerdo al mapa de regionalización sísmica de la República Mexicana (C.F.E., 1993), cuyas aceleraciones de diseño oscilan entre 0.14g a 0.38g.

#### 5.3.1 Análisis preliminar de la susceptibilidad a licuación del depósito.

En el Capítulo 2 de este trabajo se mencionaron algunas de las técnicas que permiten evaluar preliminarmente la susceptibilidad a licuación de un depósito, una de ellas es la propuesta por Seed et al (1977), cuyo fundamento se basa en la hipótesis establecida por el mismo autor, y que se menciona en el Cap. 2 de este trabajo.

Esta técnica de notable sencillez, consiste en determinar la relación de esfuerzos ( $\tau_{av}/\sigma'_o$ ) que se produce por un sismo de cierta intensidad, y los valores de N que se obtienen en campo, para colocar los valores en la gráfica de la Fig. 5.2. La relación  $\tau_{av}/\sigma'_o$ , tiene el siguiente valor :

$$\frac{\tau_{av}}{\sigma'_o} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_o}{\sigma'_o} r_d \quad (5.1)$$

en donde :

$a_{m\acute{a}x}/g$  = Máxima aceleración de la superficie de suelo

$\sigma_o$  = Esfuerzo vertical total a la profundidad de estudio

$\sigma'_o$  = Esfuerzo efectivo a la profundidad de estudio

$r_d$  = Coeficiente de reducción (Fig. 2.6)

Con los datos obtenidos del depósito en estudio, y considerando de acuerdo al mapa de zonificación sísmica de la República, una  $a_{m\acute{a}x}$  de 0.25g, tenemos que a la profundidad de 6 m, considerada como crítica, los cálculos son los siguientes :

$$\sigma_o = (1,580)(2.2) + (1,890)(3.8) = 10,658 \text{ kg/m}^2$$

$$U = (4.5)(1,000) = 4,500 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma'_o = 6,158 \text{ kg/m}^2$$

$$r_d = 0.96$$

por lo que :

$$\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} = (0.65)(0.25)(10,658 / 6,158)(0.96) = 0.27$$

Considerando un valor promedio de  $N = 8$ , el número de golpes corregido es :

$$N' = (1 - 1.25 \log \frac{\sigma'_{v0}}{\sigma'_{v1}})N, \text{ en donde } \sigma'_{v1} = 1 \text{ kg/cm}^2, \text{ por lo que } N' = 10. \text{ Con estos datos,}$$

y entrando a la gráfica de la Fig. 5.2, se determina preliminarmente que este depósito tiene posibilidades de sufrir licuación si se presenta un sismo que provoque una aceleración en su superficie de 0.25g o más.

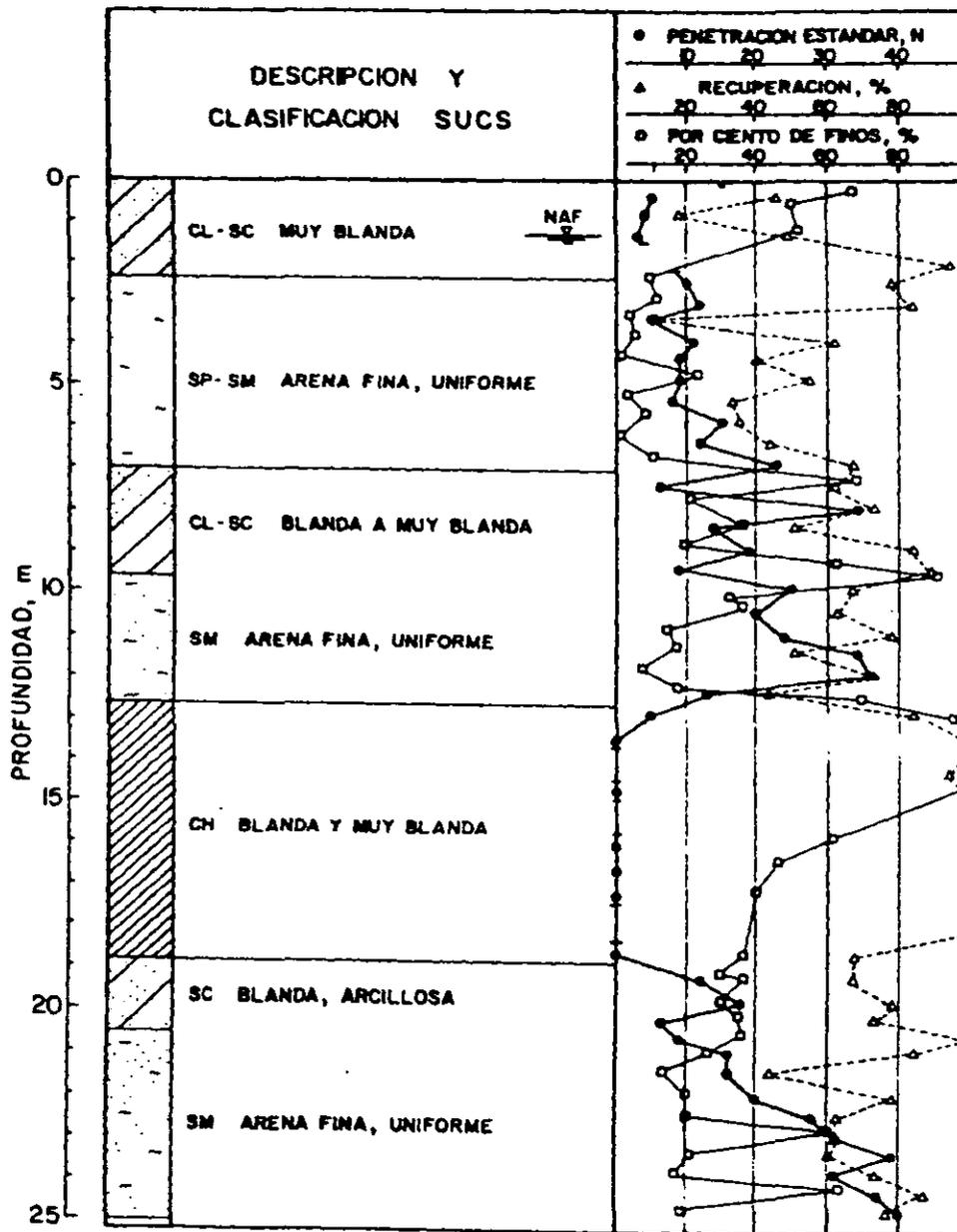
Una vez determinado el potencial de licuación del depósito, el siguiente paso es realizar la pruebas de laboratorio respectivas con muestras inalteradas, con el objeto de confirmar dicha posibilidad. Para fines de este trabajo, se considerará que el resultado de dichas pruebas sí confirmaron la susceptibilidad a licuación del depósito en estudio.

### 5.3.2 Análisis de las alternativa de vibroflotación.

Para fines de este ejemplo se supondrá que se requiere densificar el área para un tanque de almacenamiento de crudo de 500 mil barriles cuya forma es rectangular con dimensiones de 30 x 40 m de superficie.

El área a densificar si consideramos en primer lugar la técnica de vibroflotación, está dada por las siguientes fórmulas :

$$B' > B + \frac{2}{\sqrt{3}} H' \quad (5.2)$$



..... Penetración estándar  
 ————— % De Recuperación  
 ————— % De Finos

Fig. 5.1 Perfil estratigráfico del depósito en estudio, Rendón (1979)

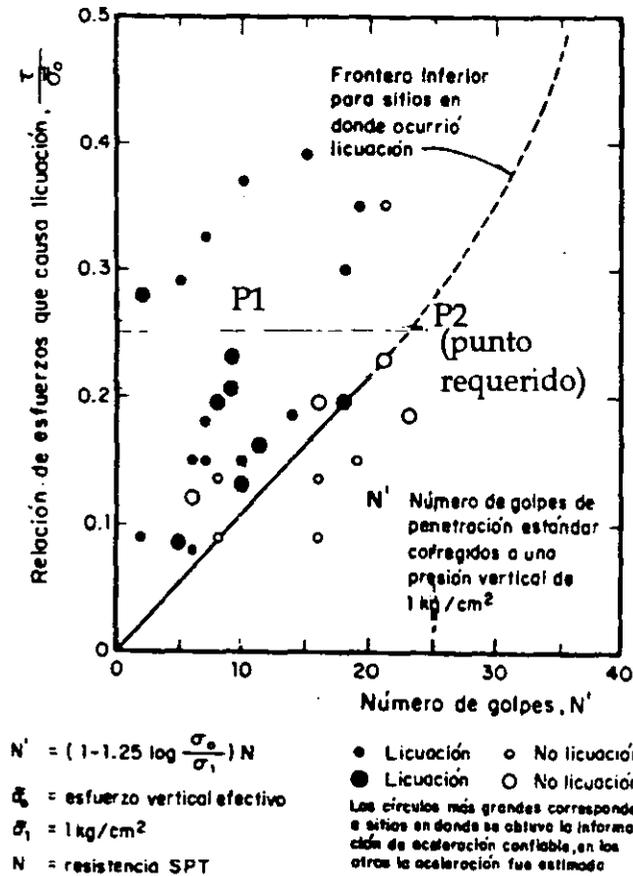


Fig. 5.2 Correlación entre relación de esfuerzos y resistencia a la penetración estándar en depósitos de arena donde ocurrió licuación, (Seed, 1977)

$$X > \frac{H'}{\sqrt{3}} \tag{5.3}$$

En donde B = dimensión de la estructura (m), B' = dimensión del área de suelo a mejorar (m), X = dimensión de la franja de suelo que rodea a la estructura (m), H' = profundidad de mejoramiento a partir de la base de la cimentación. (Ver Fig.5.3).

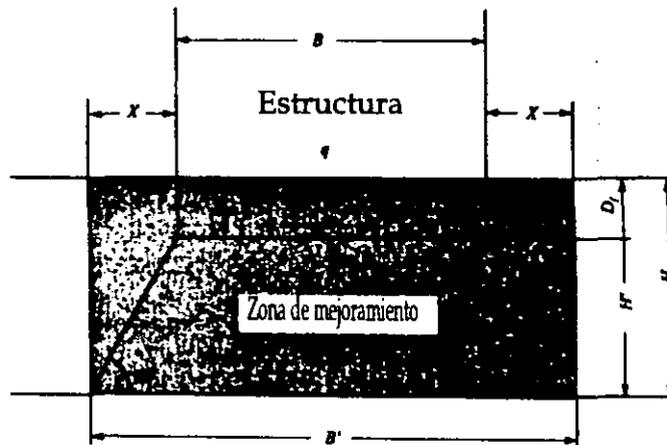


Fig. 5.3 Area de mejoramiento

Entonces considerando una  $D_f$  de 1.5 m, se tiene :

$$B'_1 = 30 + \frac{2}{\sqrt{3}} \times 5.5 = 36.35 \text{ m}$$

$$X' = \frac{5.5}{\sqrt{3}} = 3.17 \text{ m.}$$

$$B'_2 = 40 + \frac{2}{\sqrt{3}} \times 5.5 = 46.35 \text{ m}$$

La separación entre puntos de densificación se calcula con base en la fórmula (3.2), descrita en el inciso 3.3 de este trabajo, como sigue :

$$d = \alpha \sqrt{\frac{s}{v}}, \quad \text{en donde :}$$

$$v = \frac{(1 + n_1)(e_0 - e_1)}{(1 + e_0)(1 + e_1)} \quad (3.2.1)$$

$$s = v(1 + n) \quad (3.2.2)$$

**d** = Separación entre puntos de densificación (m)

**v** = Relación de remplazo del material de relleno ( $m^3/m^3$ )

**s** = Cantidad de material de relleno a usar por unidad de longitud de columna formada ( $m^3/m$ )

**n<sub>1</sub>** = Factor de corrección que depende del contenido de finos (Tabla 5.1)

**e<sub>0</sub>** = Relación de vacíos original

**e<sub>1</sub>** = Relación de vacíos a obtener después de la densificación

**n** = Velocidad del incremento del material de relleno debido al cambio de volumen que se produce al reinsertar el vibroflot durante los trabajos (Tabla 5.2)

Para el ejemplo de estudio se tienen los siguientes datos obtenidos en laboratorio :

Tabla 5.1 Factor de corrección ( $n_1$ ), con respecto al contenido de finos  $F_c$

	$25 \geq F_c \geq 20$	$20 \geq F_c \geq 15$	$15 \geq F_c \geq 10$	$10 \geq F_c \geq 5$	$5 \geq F_c$
$n_1$	4.5 - 3.0	3.0 - 2.5	2.5 - 2.0	2.0 - 1.5	1.5 - 1.0

Tabla 5.2 Velocidad del incremento de material de relleno (n)

Valores de N	$\leq 5$	6 - 10	11 - 15	$16 \geq$
n	0.5	0.5 - 1.0	1.0 - 1.5	1.5 - 2.0

$$e_{nat} = 0.86,$$

$$e_{m\acute{a}x} = 1.00,$$

$$e_{m\acute{i}n} = 0.64$$

La compacidad relativa, de acuerdo a estos datos es la siguiente :

$$Cr (\%) = \frac{1 - 0.86}{1 - 0.64} \times 100 = 39 \%$$

De la gráfica de la Fig. 5.2, se observa que el para que el depósito se considere como no susceptible a licuación, el número de golpes  $N$  mínimo que se esperaría después de densificado el depósito es de  $N = 25$ .

Con base en la gráfica de la Fig. 3.26, la compacidad relativa que se alcanzaría para el número de golpes anteriormente mencionado es de  $Cr = 76 \%$ , y por lo tanto, el valor de  $e_1$  a obtener en campo es  $e_1 = 0.73$ . Con este valor, se calculan los factores  $\mathbf{V}$  y  $\mathbf{S}$  como sigue :

$$\mathbf{v} = \frac{(1 + 1.2)(0.86 - 0.73)}{(1 + 0.86)(1 + 0.73)} = 0.09143 \text{ m}^3/\text{m}^3$$

$$\mathbf{s} = 0.09143(1 + 0.5) = 0.1372 \text{ m}^3/\text{m}$$

Considerando un arreglo triangular entre los puntos de densificación  $\alpha = 1.075$ , tenemos :

$$\mathbf{d} = 1.075 \sqrt{\frac{0.1372}{0.09143}} = 1.32 \text{ m, por lo que se propone una separación entre puntos de densificación de 1.30 m.}$$

Si se tiene una superficie a densificar por un lado de 36.5 m y por el otro de 46.5 m la ubicación de los puntos de densificación será a través de una parrilla de 28 x 36 puntos, haciendo un total de 1008 puntos con 7056 ml de columna de grava colocada.

Los tiempos del proceso varían dependiendo de las condiciones del depósito, realizando una estimación de los mismos con base en datos recabados de la experiencia de ejecución de los trabajos tenemos :

- Tiempo estimado de inserción del vibroflot : 2 m/min
- Tiempo estimado de extracción del vibroflot : 0.5 m/min
- Tiempo de maniobras (suponiendo localizados previamente los puntos) : 4 min.

Para la colocación de una columna de grava de 7 m de profundidad el tiempo total será de 21.5 min. Siendo el total de columnas a colocar de 1,008 el tiempo de colocación de todo el volumen será de  $1,008 \times 21.5 = 21,672$  min = 361 horas = 45 días de 8 hrs de trabajo. En este cálculo se consideró la disponibilidad casi inmediata del material de relleno cuyo volumen total es de  $968 \text{ m}^3$ .

Los costos horarios de el vibroflot y la grúa para el proceso se muestran a continuación, así el costo de la vibroflotación considerando el uso de un cargador frontal con capacidad del cucharón de  $1.25 \text{ yd}^3$  y con un costo horario aproximado de 170.62 \$/hora, tenemos :

$$\text{Costo del proceso de vibroflotación} = 361 \times 1510.03 = \$ 545,120.83$$

Es importante tomar en cuenta que se excluye de este valor el costo que representa el acarreo del material de relleno, y que de alguna manera puede ser un factor decisivo en la selección de esta técnica para la densificación de depósito.

## ANÁLISIS DE COSTO HORARIO

CONCURSO	CONTRATISTA:	FECHA DE INICIO
		FECHA DE TERMINO:
OBRA:	UBICACIÓN:	FECHA:

## DESCRIPCIÓN DE LA MAQUINARIA O EQUIPO

DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO: Vibrador de fondo TR17, incluye fuente hidráulica

## DATOS GENERALES

CONCEPTO	UNIDAD	CONCEPTO	UNIDAD
(Pm) PRECIO DE LA MAQUINA N.	\$ 2,388,067	(Q) MANTENIMIENTO MAYOR	75%
(VLL) VALOR DE LAS LLANTAS	\$ -	(Hp) POTENCIA NOMINAL	
(Vpe) VALOR DE LAS P. ESP.		(HVLL) VIDA DE LAS LLANTAS	0
(Va) VALOR DE ADQUISICIÓN	\$ 2,388,067	(HVpe) VIDA DE LAS P. ESP.	
(Vr) VALOR DE RESCATE 20%	\$ 477,613.44	(DL) DIAS LABORADOS AL AÑO	182
(Vd) VALOR DE DEPRECIACIÓN	\$ 1,910,453.8	(H) HORA DE LA JORNADA	8
(Ve) VIDA ECONÓMICA	10150	(c) CAPACIDAD DEL CARTER	
(i) TASA DE INVERSIÓN ANUAL	16.00%	COSTO DE COMBUSTIBLE	
FACTOR DE OPERACIÓN	80%	COSTO DE LUBRICANTE	
(S) PRIMA DE SEGURO	2.0%	SALARIO OPERADOR E. MAYOR	\$ 178
(Ha) HORAS POR AÑO	1450	SALARIO AYUDANTE	\$ 100

## CARGOS FIJOS

## COSTO

DEPRECIACIÓN $D = (Va - Vr) / Ve =$	\$ 2,388,067	-	477,613.44	/	10150	=	\$ 188.22
INVERSIÓN $I = (Va + Vr) i / 2 Ha =$	\$ 2,388,067	+	\$ 477,613.44	) * i /	2900	=	\$ 158.11
SEGUROS $S = (Va + Vr) s / 2 H =$	\$ 2,388,067	+	\$ 477,613.44	) * s /	2900	=	\$ 19.76
MANTENIMIENT $T = Q x D =$	0.75	x	188.2220453			=	\$ 141.17
<b>TOTAL DE CARGOS FIJOS =</b>							<b>\$ 507.26</b>

## CARGOS POR CONSUMOS

## COSTO

COMBUSTIBLE	UNIDAD	H.P.O.	M. DIESEL	M. GASOLINA	CANT.	COSTO UNITARIO	COSTO	
GASOLINA		0			0	\$ -	\$ -	
DIESEL		0			0	\$ -	\$ -	
LUBRICANTES = ( Hp x FACTOR DE OPERACION / 100) * (0.0036+ C / Tc)							0	\$ -
<b>OTRAS FUENTES DE ENERGÍA</b>								
CARGO POR LLANTAS = VLL / HVLL =							\$ - /	0 =
<b>OTROS ELEMENTOS ESPECIALES</b>								
CARGOS POR OTROS ELEMENTOS ESPECIALES								
<b>TOTAL DE CARGOS DE CONSUMO =</b>							<b>\$ -</b>	

## CARGOS POR OPERACIÓN

## COSTO

CATEGORÍAS	SALARIO	CANTIDAD	IMPORTE	COSTO
OPERADOR EQUIPO MAYOR	\$ 178.00	1	\$ 178.00	
AYUDANTE GENERAL	\$ 100.00	1	\$ 100.00	
CARGOS SUMAS So.=	\$ 278.00		\$ 278.00	
DURACIÓN DE LA JORNADA = 8 x 80% = 6.40				
CARGOS POR OPERACIÓN = CARGOS / DURACIÓN DE LA JORNADA				\$ 43.44

COSTO DIRECTO POR HORA ( ACTIVA ) \$ 550.70

## ANÁLISIS DE COSTO HORARIO

CONCURSO	CONTRATISTA:	FECHA DE INICIO:
OBRA:	UBICACIÓN:	FECHA DE TERMINO:

## DESCRIPCIÓN DE LA MAQUINARIA O EQUIPO

DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO: Grúa sobre camión grove TMS750B 250 hp Cap. de carga 45 ton

## DATOS GENERALES

CONCEPTO	UNIDAD	CONCEPTO	UNIDAD
(Pm) PRECIO DE LA MAQUINA N	\$ 4,184,062	(Q) MANTENIMIENTO MAYOR	75%
(VLL) VALOR DE LAS LLANTAS		(Hp) POTENCIA NOMINA	250
(Vpe) VALOR DE LAS P. ESP.		(HMLL) VIDA DE LAS LLANTAS	
(Va) VALOR DE ADQUISICIÓN	\$ 4,184,062	(HVpe) VIDA DE LAS P. ESP.	
(Vr) VALOR DE RESCATE 20%	\$ 836,812.48	(DL) DÍAS LABORADOS AL AÑO	
(Vd) VALOR DE DEPRECIACIÓN	\$ 3,347,250	(H) HORA DE LA JORNADA	8
(Ve) VIDA ECONÓMICA	14000	(c) CAPACIDAD DEL CARTER	
(i) TASA DE INVERSIÓN ANUAL	16.00%	COSTO DE COMBUSTIBLE	
FACTOR DE OPERACIÓN	80%	COSTO DE LUBRICANTE	
(S) PRIMA DE SEGURO	3.0%	SALARIO OPERADOR E. MAYOR	\$ 206
(Hh) HORAS POR AÑO	2000	SALARIO AYUDANTE	\$ 100

## CARGOS FIJOS

## COSTO

DEPRECIACIÓN $D = (Va - Vr) / Ve =$	\$ 4,184,062	-	836812.48	/	14000	=	\$ 239.09
INVERSIÓN $I = (Va + Vr) i / 2 Hh =$	\$ 4,184,062	+	\$ 836,812.48	) * i /	4000	=	\$ 200.83
SEGUROS $S = (Va + Vr) s / 2$	\$ 4,184,062	+	\$ 836,812.48	) * s /	4000	=	\$ 37.66
MANTENIMIENT $T = Q \times D =$	0.75	x	239.08928			=	\$ 179.32
<b>TOTAL DE CARGOS FIJOS =</b>							<b>\$ 656.90</b>

## CARGOS POR CONSUMOS

## COSTO

COMBUSTIBLE	UNIDAD	H.P.O.	M.DIESEL	M. GASOLINA	CANT.	COSTO UNITARIO	
GASOLINA		200			0	\$ -	\$ -
DIESEL		200	0.1		20	\$ 4.20	\$ 84
LUBRICANTES = (Hp x FACTOR DE OPERACION / 100) * (0.0036 + C / Tc)						0.000048	\$ -
<b>OTRAS FUENTES DE ENERGÍA</b>							
CARGO POR LLANTAS = VLL / HMLL =						\$ - /	0 =
<b>OTROS ELEMENTOS ESPECIALES</b>							
CARGOS POR OTROS ELEMENTOS ESPECIALES							
<b>TOTAL DE CARGOS DE CONSUMO =</b>							<b>\$ 84.00</b>

## CARGOS POR OPERACIÓN

## COSTO

CATEGORÍAS	SALARIO	CANTIDAD	IMPORTE	
OPERADOR EQUIPO MAYOR	\$ 206.00	1	\$ 206.00	
AYUDANTE GENERAL	\$ 100.00	1	\$ 100.00	
CARGOS SUMAS $So =$	\$ 306.00		\$ 306.00	
DURACIÓN DE LA JORNADA = 8 x 80% = 6.40				
CARGOS POR OPERACIÓN = CARGOS / DURACIÓN DE LA JORNADA				\$ 47.81

COSTO DIRECTO POR HORA (ACTIVA) = \$ 788.71

### 5.3.3 Análisis de la alternativa de compactación dinámica.

El análisis de la compactación dinámica consiste en determinar la altura de caída necesaria y el peso de las placas de acero que se dejan caer de dicha altura, con el objeto de densificar un estrato de un cierto espesor.

En el capítulo 3 de este trabajo, se hizo mención de la fórmula que proporciona una aproximación de la profundidad de mejoramiento del depósito en cuestión, (Fórmula 3.6). En dicha fórmula se relacionan el peso de las placas (o de la masa de concreto)  $W$ , que impacta en el depósito, y la altura de caída,  $H$  de las mismas con respecto a la profundidad de mejoramiento  $D$ , afectado por un coeficiente que toma en cuenta diversos factores que influyen en la eficiencia del proceso, tales como el tipo y características del depósito, la energía aplicada, la presión de contacto, la fricción en el cable que sujeta a las placas, la presencia de estratos que puedan absorber energía, etc. Por lo que la fórmula 3.6 queda como :

$$D = n\sqrt{W \times H} \quad 3.6.1$$

Los valores de  $n$  recomendados para diversos tipos de suelo e presentan en la tabla 5.3.

Entonces si el estrato a densificar es de 7 m de espesor, el diseño del proceso se realizará desde el punto de vista de las dos variables como sigue :

- a) *Cálculo del peso necesario para una altura de caída de 20 m, y espesor a densificar de 7 m.*

$$7 = 0.50 \sqrt{20W}, \quad W = 10 \text{ ton}$$

b) *Calculo de la altura de caída necesaria para un peso de 22 ton.*

$$7 = 0.50 \sqrt{22H} ,$$

$$H = 22 \text{ ton}$$

La elección de cualquiera de estas alternativas depende principalmente de la disponibilidad del equipo, para este ejemplo se elegirá el uso de placas de acero de forma circular de aproximadamente 15 cm de espesor, y una grúa de 45 ton de capacidad (ver análisis de costo horario anexo).

El espacio entre puntos de densificación debe ser tal que se permita la disipación de la presión de poro generada por el impacto en un tiempo razonable, como el depósito en estudio se puede considerar como semipermeable, y el nivel de aguas freáticas se encuentra a solo 1.5 m de profundidad, la regla usual es que la distancia entre puntos de impacto sea equivalente al espesor del estrato a densificar, en este caso se propone de 7 m.

Tabla 5.3 Valores de n para compactación dinámica

Tipo de suelo	Grado de saturación	Valor de n
Suelo permeable, (Depósito de suelo granular)	Alto	0.5
	Bajo	0.5 a 0.6
Depósito de suelo semipermeable (limos IP < 8)	Alto	0.35 a 0.40
	Bajo	0.40 a 0.5
Depósito de suelo impermeable principalmente arcillas IP > 8	Alto	No se recomienda
	Bajo	0.35 a 0.40

Cuando se cuenta con el espacio suficiente para ejecutar los trabajos de compactación dinámica, el área de mejoramiento se deberá incrementar por cada lado un ancho de 2D (en donde D es la profundidad de mejoramiento), por lo que para el caso que se estudia se tiene :

$$\text{Area a densificar} = (A + 4D) \times (B + 4D) = 58 \times 68 = 3400 \text{ m}^2$$

Tabla 5.4 Equipo requerido de compactación dinámica.

Peso de las placas	Capacidad de la grúa	Diámetro del cable
6 a 8 ton	40 a 50 ton	3/4 " a 7/8 "
8 a 14 ton	50 a 100 ton	7/8" a 1"
15 a 18 ton	100 a 125 ton	1" a 1-1/8"
18 a 25 ton	150 a 175 ton	1-1/4" a 1-1/2"

El número de puntos de impacto, es por lo tanto de :

$$\text{Número de puntos de impacto} = (58/7) \times (68/7) \approx 80 \text{ puntos.}$$

Para determinar el número de impactos requeridos en cada punto, se debe estimar la cantidad de energía que se aplicará al depósito, a través de la siguiente expresión :

$$E = E_v D \quad (5.4)$$

En donde :

$E$  = Energía de compactación por unidad de área (tf m / m<sup>3</sup>).

$E_v$  = Cantidad de energía aplicada (tf m / m<sup>3</sup>) por metro cúbico (m<sup>3</sup>) de depósito densificado.

$D$  = Profundidad del estrato a densificar (m).

Para determinar el factor  $E_v$ , se utiliza la gráfica de la Fig. 5.4, que se construyó con base en resultados obtenidos de la aplicación de la técnica en campo, y que relaciona este factor con respecto al incremento en el valor de  $N$  ( $\Delta N$ ), que es el promedio de los valores de  $N$  que se

esperan tener en el depósito después de la densificación, menos el promedio de los valores de  $N$  que se tienen en el depósito antes de la densificación. Esta gráfica solo es aplicable a depósitos de suelo de tipo arenoso con contenido de finos menor de 20%.

De acuerdo con los datos obtenidos para el ejemplo que se analiza en este trabajo, se tiene un valor de  $N$  promedio antes de la densificación de 8 (corregido es de 10), y como se mencionó en el ejemplo de aplicación de la vibroflotación, para que los resultados de la densificación sean favorables, se debe obtener un valor promedio de  $N$  después de densificado el depósito mínimo de 25, por lo que  $\Delta N = 25 - 10 = 15$ ; el valor de  $E_v$  con base en la gráfica de la Fig. 5.4, es de  $60 \text{ t m/m}^3$ , por lo que :

$$E = E_v D = 60 \times 7 = 420 \text{ t m/m}^3$$

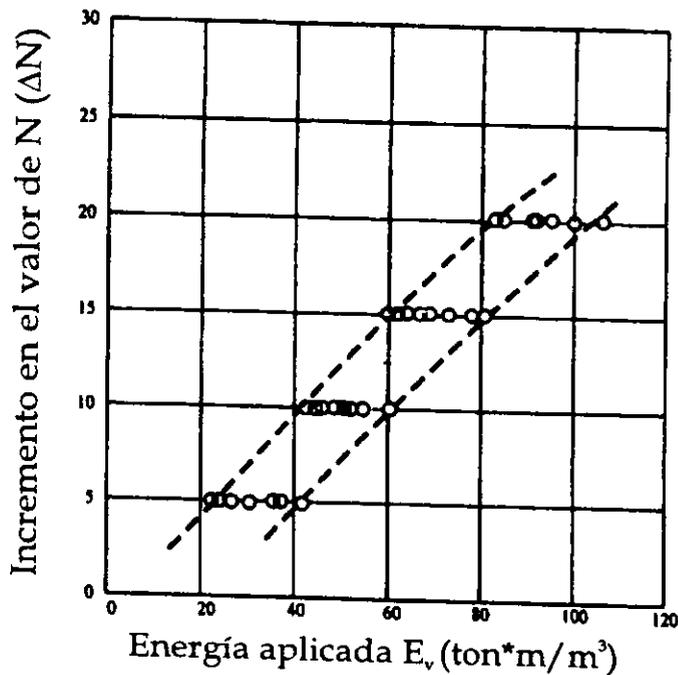


Fig. 5.4 Determinación de la cantidad de energía aplicada por metro cúbico de depósito densificado,  $E_v$

El número de impactos en cada punto se calcula con base en la siguiente fórmula :

$$N_B = \frac{E * L^2}{W * H * n} \quad (5.5)$$

En donde :

$N_B$  = Número de impactos en cada punto.

$E = E_v D$  (Fórmula 5.4).

$L$  = Intervalo entre puntos de impacto (m).

$W$  = Peso de las placas (ton).

$H$  = Altura de caída de las placas (m).

$n$  = Número de series de impactos.

El valor de  $n$  significa el número de veces que se tiene que repetir el proceso en un sólo punto, es decir que este factor sugiere una serie de fases o etapas los que se debe repetir el proceso con el objeto de asegurar que se haya disipado la presión de poro generada durante los impactos, en este caso se propone un valor de  $n$  de 3, por lo que :

$$N_B = \frac{420 * 7^2}{10 * 20 * 3} = 34 \text{ golpes por punto.}$$

Los tiempos de ejecución de los trabajos se dividen en la siguiente forma :

a) Tiempo de ejecución por impacto :

- Velocidad de caída :

$$v_f = \sqrt{2gh} = \sqrt{2 * 9.81 * 20} = 19.80 \text{ m/s}$$

- Tiempo de caída :

$$H = \frac{v_f - v_o}{2} t, \quad t = \frac{2H}{v_f} = \frac{2 * 20}{19.80} \approx 2 \text{ seg}$$

- Tiempo de ascenso de las placas considerando una velocidad de ascenso de 0.20 m/seg :

$$T_a = 20/0.20 = 100 \text{ seg.}$$

Tiempos fijos (ajustes)

$$T_f = 10 \text{ seg}$$

b) Tiempo de movimiento del equipo :

- Velocidad de recorrido 0.30 m/seg

Tiempo de recorrido

$$T_r = 7/0.30 = 23 \text{ seg}$$

Tiempo por acomodo del equipo :

$$T_{ac} = 25 \text{ seg.}$$

$$\text{Tiempo total} = t + T_a + T_f + T_r + T_{ac} = 2 + 100 + 10 + 23 + 25 = 160 \text{ seg} \approx 3 \text{ min}$$

Entonces si tenemos que son en total 34 impactos por punto y hay un total de 80 puntos :

**Tiempo total de ejecución del trabajo :**  $34 \times 80 \times 3 = 8,160 \text{ min} = 136 \text{ horas} = 17 \text{ días de } 8 \text{ horas de trabajo.}$

Con base en el cálculo del costo horario de la grúa de 50 Ton, se tiene que el costo del proceso (costo directo) de compactación dinámica para este depósito es de :

$$\text{Costo del proceso} = 788.71 \times 136 = \$ 107,264.56$$

Hay que considerar que este es el costo generado únicamente para la ejecución de los trabajos, es decir que para que se pueda considerar un costo del procedimiento total, se deben incluir los costos generados por la utilización del equipo especial para el control del procedimiento, esto es el uso de equipo como cono eléctrico, piezómetros (para verificar la generación de poro y a su vez el tiempo en que tarda en disiparse dicha presión), inclinómetros (si es necesario), etc.

La grúa que se propone para la aplicación de esta técnica, es la misma que se ocupa para el proceso de la vibroflotación. No siempre resulta esto como una regla, si no que para este caso en particular los requerimientos de equipo dieron como resultado el uso de esta.

Como se observa al comparar los resultados, el proceso de la compactación dinámica es más económico que el de la vibroflotación para un mismo depósito, esto se debe a que la tecnología utilizada en la primera es menos complicada, y aparentemente su adquisición es más accesible en nuestro país. Sin embargo, la elección de la técnica de densificación no se debe basar únicamente en términos de economía; se deben tomar en cuenta también la funcionalidad de operación y los resultados obtenidos, ya que en este caso la presencia del N. A. F. en el depósito, es un indicativo de que las operaciones de compactación dinámica se pueden complicar.

En este caso es recomendable realizar pruebas de campo para determinar la aplicabilidad de las técnicas evaluadas.

## ANÁLISIS DE COSTO HORARIO

CONCURSO	CONTRATISTA:	FECHA DE INICIO:
OBRA:	UBICACIÓN:	FECHA DE TERMINO:
		FECHA:

## DESCRIPCIÓN DE LA MAQUINARIA O EQUIPO

DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO: Grúa sobre camión grove TMS750B 250 hp Cap. de carga 45 ton

## DATOS GENERALES

CONCEPTO	UNIDAD	CONCEPTO	UNIDAD
(Pm) PRECIO DE LA MAQUINA	\$ 4,184,062	(Q) MANTENIMIENTO MAYOR	75%
(VLL) VALOR DE LAS LLANTAS		(Hp) POTENCIA NOMINA	250 HP
(Vpe) VALOR DE LAS P. ESP.		(HMLL) VIDA DE LAS LLANTAS	HRS
(Va) VALOR DE ADQUISICIÓN	\$ 4,184,062	(HVpe) VIDA DE LAS P. ESP.	HRS
(Vr) VALOR DE RESCATE 20%	\$ 836,812.48	(DL) DAIS LABORADOS AL AÑO	DIAS
(Vd) VALOR DE DEPRECIACIÓN	\$ 3,347,250	(H) HORA DE LA JORNADA	8 HRS
(Ve) VIDA ECONÓMICA	14000 HRS	(c) CAPACIDAD DEL CARTER	LTS.
(i) TASA DE INVERSIÓN ANUAL	16.00%	COSTO DE COMBUSTIBLE	LTS.
FACTOR DE OPERACIÓN	80%	COSTO DE LUBRICANTE	LTS
(S) PRIMA DE SEGURO	3.0% ANUAL	SALARIO OPERADOR E. MAYOR	\$ 206 JOR.
(Ha) HORAS POR AÑO	2000 HRS.	SALARIO AYUDANTE	\$ 100

## CARGOS FIJOS

									COSTO
DEPRECIACIÓN	$D = (Va - Vr) / Ve =$	\$ 4,184,062	-	836812.48	/	14000	=		\$ 239.09
INVERSIÓN	$I = (Va + Vr) / 2 Ha =$	\$ 4,184,062	+	\$ 836,812.48	) * i /	4000	=		\$ 200.83
SEGUROS	$S = (Va + Vr) s / 2$	\$ 4,184,062	+	\$ 836,812.48	) * s /	4000	=		\$ 37.66
MANTENMIENT	$T = Q \times D =$	0.75	x	239.08928			=		\$ 179.32
<b>TOTAL DE CARGOS FIJOS =</b>									<b>\$ 656.90</b>

## CARGOS POR CONSUMOS

COMBUSTIBLE	UNIDAD	H.P.O.	M.DIESEL	M. GASOLINA	CANT.	COSTO UNITARIO		COSTO
GASOLINA		200			0	\$ -		\$ -
DIESEL		200	0.1		20	\$ 4.20		\$ 84
LUBRICANTES = (Hp x FACTOR DE OPERACIÓN / 100) * (0.0036 + C / Tc)						0.000048	\$ -	\$ -
<b>OTRAS FUENTES DE ENERGÍA</b>								
CARGO POR LLANTAS = VLL / HMLL =						\$ - /	0 =	\$ -
<b>OTROS ELEMENTOS ESPECIALES</b>								
CARGOS POR OTROS ELEMENTOS ESPECIALES								
<b>TOTAL DE CARGOS DE CONSUMO =</b>								<b>\$ 84.00</b>

## CARGOS POR OPERACIÓN

CATEGORÍAS	SALARIO	CANTIDAD	IMPORTE	
OPERADOR EQUIPO MAYOR	\$ 206.00	1	\$ 206.00	
AYUDANTE GENERAL	\$ 100.00	1	\$ 100.00	
CARGOS SUMAS So.=	\$ 306.00		\$ 306.00	
DURACIÓN DE LA JORNADA = 8 x 80% = 6.40				
CARGOS POR OPERACIÓN = CARGOS / DURACIÓN DE LA JORNADA				\$ 47.81

COSTO DIRECTO POR HORA (ACTIVA) = \$ 788.71

## CONCLUSIONES

Con base en el análisis realizado en esta tesis de las principales técnicas de densificación de depósitos de suelo granular, se puede concluir de manera general que no obstante la diversidad de técnicas, estas tienen un objetivo común: densificación y/o drenaje  $\Rightarrow$  prevención de licuación.

Los procesos de diseño y construcción de cada una, así como también las características propias del depósito, influyen de manera determinante tanto en el grado de densificación alcanzado como en el costo de ejecución de los trabajos. Los cuatro procesos analizados en este trabajo son : 1) Vibroflotación, 2) Vibrodesplazamiento, 3) Vibrocompactación y 4) Compactación dinámica.

Las principales conclusiones obtenidas de este análisis son las siguientes :

- 1). Las características que son indicativas para el análisis de la susceptibilidad a la licuación de un depósito de suelo son : a) Compacidad relativa, b) Granulometría y c) Coeficiente de permeabilidad. En el Cap. 1 de este trabajo, se establecieron los parámetros típicos de los depósitos de suelo susceptibles de licuarse. Sin embargo, el análisis de la susceptibilidad, se debe complementar con estudios detallados de campo y de laboratorio para tal propósito.
- 2). La densificación es altamente efectiva si el objetivo de su aplicación es mejorar las condiciones de compresibilidad y resistencia al esfuerzo cortante del depósito, en el caso de que este se encuentre originalmente suelto. Si la densificación se aplica con el propósito de mejorar las condiciones de permeabilidad, su efectividad disminuye.
- 3). Como resultado del análisis detallado de los procesos de diseño y construcción de cada una de las técnicas de densificación, se observó que los parámetros que influyen en la selección del proceso óptimo de acuerdo a las condiciones de obra, se clasifican con base en

tres puntos de vista: 1) Operación y proceso constructivo; 2) Economía y 3) Control del proceso, tanto su influencia en el área circundante como sobre estructuras vecinas.

4). Desde el punto de vista operacional, los parámetros más importantes son:

- a) Granulometría del depósito.
- b) Profundidad del nivel de aguas freáticas.
- c) Profundidad del estrato a densificar.
- d) Cantidad y tipo de finos presentes en el depósito.
- e) Compacidad relativa antes de la densificación.
- f) Permeabilidad del depósito previa a la densificación.
- g) Grado de saturación.

5). Desde el punto de vista económico, los principales parámetros que influyen en la elección de la técnica son:

- a) Tipo y disponibilidad del equipo a emplear en cada técnica.
- b) Cantidad y calidad del material de relleno utilizado para formar la columna de densificación.
- c) Localización de bancos en la región.
- d) Necesidad de personal especializado.
- e) Dimensiones de la superficie de terreno a densificar.
- f) Costo e importancia de la obra a ser desplantada en el depósito.
- g) Separación entre puntos de densificación para cada técnica.
- h) Tiempo de ejecución del proceso para cada técnica.

6). Con relación al control durante el proceso y su influencia sobre estructuras vecinas, los parámetros encontrados son:

- a) Nivel de vibración inducidos al depósito.

- b) Cantidad de material de relleno empleada (como parámetro de control).
- c) Valores típicos de N (prueba de penetración estándar) que se obtienen después de la densificación .
- d) Importancia de la obra desde el punto de vista estructural (asentamientos permisibles).

7). Los rangos usuales de cada uno de estos parámetros se definieron también en este trabajo. El proceso de selección consiste en asignar valores a cada uno de ellos de acuerdo a las condiciones de campo, y realizar las combinaciones que sean necesarias para llegar a la elección del proceso de densificación óptimo. Actualmente existen técnicas de selección con base en herramientas de computación, que pueden servir de complemento a los datos aquí presentados.

8). Conocer detalladamente los procesos de densificación, puede conducir a una búsqueda de mejoramiento de la productividad, así como, de sustitución de equipo que sea de menor costo y con el que se obtengan mejores resultados.

## REFERENCIAS

- Anderson, R.D. (1974), "*New Method for Deep Sand Vibratory Compaction*", Journal of the Construction Division, No. 201, March.
- Barksdale, R.D. and Takefumi, T. (1991), "*Desing, Construction and Testing of Sand Compaction Piles*", Deep Foundation Improvements : Desing, Construction and Testing, ASTM STP 1089, Esrig / Bachus Editors, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, U.S.
- Bauer S. G. (1997), "*Soil Improvement*", Boletín Informativo, Germany.
- Baumann, V. and Bauer, G. E. A. (1974), "*The Performance of Foundations of Varios Soils Stabilized by the Vibro - Compaction Method*", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 11, p. 509-530.
- Casagrande, A. (1936), "*Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes and Earth Fills*", J. of the Boston Society of Civil Engineers, Junary.
- Casagrande, A. (1976), "*Liquefaction and Cyclic Deformation of Sands: a Critical Review*", Harvard Soil Mechanics Series, No. 88, Harvard University, Cambridge Mass.
- Castro, G. (1969), "*Liquefaction of Sands*", Report 81, Harvard Soil Mechanics Series, Harvard University, Cambridge Mass.
- Castro, G. (1975), "*Liquefaction and Cyclic Mobility of Saturated Sands*", J. of Geoth. Eng. Div., ASCE, vol. 101 (GT6), June.
- Castro, G. (1979), "*Criterios Generales*", Mejoramiento Masivo de Suelos, Reunión Técnica, SMMS, México, Noviembre.
- Comisión Federal de Electricidad (1993), "*Manual de Diseño de Obras Civiles (Diseño Sísmico)*" Secretaría de Energía, Minas e Industria Parastatal, República Mexicana.
- Craig, R. F. (1987), "*Soil Mechanics*", 4th. Edition, VNR International, London, England.
- D'Appolonia, E., Miller, C. E. and Ware, T. M. (1955), "*Sand Compaction by Vibroflotation*", Transactions, ASCE, Vol. 20, Paper No. 2730.
- Díaz Rodríguez, J. A. (1986), "*Comportamiento Sísmico de Suelos Granulares*", D.E.P.F.I., UNAM, México, Junio.

- Díaz Rodríguez, J. A. y Armijo Palacio, G. (1991), "*Liquefaction Potential of Fine Cohesionless Soil Using the CPT*", Soils and Foundation, Japanese Society of Soil Mech. and Found. Eng. Vol. 31 (3), Sept.
- Dobson, T. (1987), "*Case Histories of the Vibro systems to Minimize the Risk of Liquefaction*", Soil Improv. a Ten Year Update, Proc. of a Symposium of Placement and Improv. of Soils, ASCE, New Jersey, USA.
- Florin, V. A. and Ivanov, P. L. (1973), "*Liquefaction of Saturated Sandy Soil*", Proc. 5th Int. Conf. of Soil Mech. and Found. Eng., Paris, France.
- Gibbs, H. J. and Holtz, W. G. (1957), "*Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing*", Proc. 4th. Int. Conf. of Soil Mech. and Found. Eng., London, England.
- Janes, H. W. (1973), "*Densification of Sands for Drydock by Terra-Probe*", J. of Soils Mech. and Found. Div., ASCE, (SM9), June, p. 451-470.
- Juárez Badillo, E., Rico Rodríguez A. (1997), "*Mecánica de Suelos*" Tomo 1, 3ra. edición, Limusa, México.
- Keller Group Limited (1997), "*Deep Vibro Technique*", Boletín Informativo, London, England.
- Ladd, R. S. (1976), "*Effects of Specimen Preparation on the Cyclic Structural Stability of Sands*", Symposium on Soil Liquefaction, ASCE National Convention, Philadelphia, USA.
- Lazcano, S. (1998), "*Comportamiento de suelos ante sismos en la zona centro de Guadalajara, Jalisco*", Memorias XIX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Puebla, Méx., p. 330-334
- Lee, K. L. and Albaisa, A. (1974), "*Earthquake Induced Settlements in Saturated Sands*", Proc. ASCE, Vol. 100 (GT4).
- Leonards, G. A., Cutter W., and Holtz, R. (1980), "*Dynamic Compaction of Granular Soils*", J. of Geoth. Eng. Div., ASCE, vol. 106 (GT1), p. 35-44.
- Lukas, R. G. (1980), "*Densification on Loose Deposits by Pounding*", J. of Geoth. Eng. Div., ASCE, vol. 106 (GT4), p. 435-446.
- Lukas, R. G. (1986), "*Dynamic Compaction for Highway Construction*" US Department of Transportation, Technical Report, FHWA/RD/86/13, Washington, D.C.
- MacCarthy, F. D. (1993), "*Essentials of Soil Mechanics and Foundation*", 3ra. edición, Prentice Hall, New Jersey, USA.

- Marsal, R. J. (1973), "*Behavior of Sandy Uniform Soil During the Jáltipan Earthquake, México*", Proc. 5th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Paris, France.
- Massarsch, K. R. (1991), "*Deep Soil Compaction Using Vibratory Probes*", Deep Foundation Improvements : Desing, Construction and Testing, ASTM STP 1089, Esrig / Bachus Editors, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, U.S.
- Massarsch, K. R. and Vanneste, G. (1988), "*Tri Star Vibrocompaction, Annacis Island*", Franki International Technoloy, Internal FIT Report.
- Menard, L. and Broise, Y. (1975) "*Theoretical and Practical Aspects of Dynamic Consolidation*", Geotechnique, March.
- Menache Varela, A y Jaramillo Meza, G. (1998) "*Empleo de columnas de grava para resolver el problema de licuación en depósitos granulares, dentro de un patio de almacenamiento de carbón, en la isla de Cayacal, Lázaro Cárdenas, Mich.*", Memorias XIX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Puebla, Méx., p. 341-357
- Mitchel, J. K. (1981), "*Soil Improvement - State of the Art Report*", X International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm. June, Vol. 4.
- Mulilis, J. P., Chan, C. K., and Seed, H. B. (1975), "*The Effects of Method of Sample Preparation on the Cyclic Stress Strain Behavior of Sands*", Report No. EERC 75-18, University of California, Berkeley.
- Neely, W. J., and Leroy, D. A. (1991), "*Densification of Sands Using a Variable Frequency Vibratory Probe*" Deep Foundation Improvements : Desing, Construction and Testing, ASTM STP 1089, Esrig / Bachus Editors, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, U.S.
- Pike, R., Chan, C. K. and Seed, H.B. (1974), "*Settlement and Liquefaction of Sands Under Multi-directional Shaking*", Report No. EERC 74--2, University of California, Berkeley.
- Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport, Japan, (1997), "*Handbook on Liquefaction Remediation of Reclaimed Land*", A.A. Balkema, Translate by US Army Corps of Engineers, USA.
- Rendon Gonzáles, F. (1979), "*El Potencial de Licuación del Subsuelo de Dos Bocas, Tabasco*", Mejoramiento Masivo de Suelos, Reunión Técnica, SMMS, México, Nov.
- Robertson, P. K. and Campanella, R. G. (1985), "*Liquefaction Potential of Sands Using the CPT*", J. of Geoth. Eng. Div., ASCE, Vol. 3 (3), March.
- Seed, H. B. and Lee, K. L. (1966), "*Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading*", J. of Soils Mech. and Found. Div., ASCE, Vol. 92 (SM6).

- Seed, H.B., Mori, K. and Chan, C. K. (1977), "*Influence of Seismic History on Liquefaction of Sands*", J. of Geoth. Eng. Div., ASCE, Vol. 103 (GT4), April.
- Seed, H. B. and Idriss, J. M. (1971), "*Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential*", J. of Soils Mech. and Found. Div., ASCE, Vol. 97 (SM9), Sept.
- Seed, H. B. and Silver, M. L. (1972), "*Settlement of Dry Sands During Earthquakes*", Proc., ASCE, Vol. 98 (SM4).
- Seed, H. B. (1979), "*Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes*", J. of Geoth. Eng. Div., ASCE, Vol. 105 (GT2), Feb.
- Steinberg, S. B. and Lukas, R. G. (1984) "*Densifying a Landfill for Commercial Development*", International Conference on case Histories in Geotechnical Engineering, University of Missouri-Roulla, May, Vol. 3, p. 330-334.
- Támez, G. E. (1979), "*Experiencias con la Vibroflotación en el Puerto Pequero Piloto de Alvarado, Ver.*", Mejoramiento Masivo de Suelos, Reunión Técnica, SMMS, México, Noviembre.
- Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1993), "*Soil Mechanics In Engineering Practice*", 11th edition, Prentice Hall, USA.
- Wallays, M. (1982), "*Deep Compaction by Vertical and Horizontal Vibration*", Symposium on Soil and Rock Improvement Techniques, Bangkok.
- Welsh, J. P. (1983), "*Dynamic Deep Compaction of Sanitary Landfill to Support Superhighway*", VIII European Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, University of Missouri - Rolla, May 1984, Vol.3.
- Wiesner, T. (1983), "*Report on Vibrocompaction Test Carried Out at Verrebrock*", Franki International R & D Section, Report TW/MH/805.
- Wiss, J.T., ( 1981), "*Construction Vibrations : State of the Art*", J. of Geoth. Eng. Div., ASCE, Vol. 107 (GT2), Feb.