

122
2 Ecu

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**METODO DE ANALISIS PARA CIMENTAR ESTRUCTURAS
EN SUELOS SUSCEPTIBLES AL FENOMENO DE LICUACION.**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
JORGE NAVARRO ISLAS



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

1. INTRODUCCION.

Las necesidades actuales del País y del mundo en general han originado el desarrollo urbano e industrial en diversidad de lugares y con éstos la necesidad de comunicaciones y abastecimiento de dichos centros. En México los desarrollos turísticos cercanos a las costas donde la restricción más importante se designa por la belleza natural y el paisaje, han obligado al ingeniero a cimentar sus estructuras en suelos, que de haberse consultado con el especialista, se hubieran desechado. Estas condiciones son las que han motivado el presente trabajo, para utilizarlo como guía y evaluación económica en la fase de anteproyecto, para obras en las cuales la inversión sea importante y justifiquen un estudio profundo de las características del suelo, marcando parámetros dentro de la seguridad. A sabiendas de que en la actualidad no existe un método que nos defina el estado de susceptibilidad a la licuación, la tesis del presente trabajo impone la necesidad de estudiar las características físicas que presentan las arenas en su característica de fluido.

El inciso 2 pretende estudiar el comportamiento de las arenas finas saturadas, Gonzalo Castro, define el término de licuación cuando el suelo pierde prácticamente su resistencia al corte, situación que nos permite proponer las hipótesis mencionadas en el apéndice 2. El inciso 3 menciona los factores más determinantes que influyen en el fenómeno de la licuación como son:

- 1 Tipo de suelo
- 2 Densidad relativa y relación de vacíos
- 3 Presión confinada inicial
- 4 Intensidad del movimiento del suelo
- 5 Duración del movimiento

Con el estudio de estos factores se presentan los 5 métodos que tienen mayor aceptación para determinar la susceptibilidad a la licuación.

El inciso 5 analiza los elementos actuantes en una cimentación durante el proceso de licuación, y propone una metodología para evaluarlo así como, las hipótesis del suelo licuado como un líquido y la velocidad de éste líquido como la velocidad que produce la licuación en el instante que ocurre y así proponer las hipótesis para calcular los elementos mecánicos que influyen en la cimentación en el momento en el que ocurre la licuación del suelo.

2. COMPORTAMIENTO DE LAS ARENAS FINAS SATURADAS.

Si el agua de los poros puede entrar y salir del material con suficiente velocidad, de manera que no se produzcan presiones -- apreciables en los poros, el comportamiento de éstos no difiere cualitativamente de los suelos parcialmente saturados. Es sólo cuestión de elegir los valores apropiados de parámetros.

En extremo opuesto a estas condiciones se encuentran las pruebas triaxiales no drenadas ante cargas cíclicas, Seed y Lee ---- (1966) Ref. 1 Lee y Seed (1967) Ref. 2 distinguen entre licuación inicial, parcial y total. Hasta cierto número de ciclos, las deformaciones producidas en cada ciclo son pequeñas (menores de 1%), pero la presión cíclica de poro experimenta un aumento acumulativo. Después de cierto número de ciclos, la presión de poro a esfuerzo desviador nulo se torna igual al esfuerzo de confinamiento, de manera que el esfuerzo efectivo baja a cero. Esto lo han llamado licuación inicial del fenómeno.

De este momento en adelante las deformaciones aumentan con el número de ciclos.

Si la presión de poro iguala a la presión confinante en un rango creciente del esfuerzo desviador, se dice entonces que la arena se encuentra en un estado de licuación parcial. Cuando la deformación cíclica alcance el 20%, se dice que la arena se ha licuado completamente. La Fig. No. 1, ilustra el proceso en arena con dos densidades diferentes. El fenómeno se debe a la pérdida de presión intergranular causada por una transferencia de los esfuerzos normales hacia -

un exceso de presión hidrostática de poro.

Los ensayos no drenados en especímenes de suelo no cohesivo demuestran que, cualquiera que sea la densidad del material, llega a presentarse la licuación parcial del material y de hecho, la total después de un número suficiente de repeticiones de carga. La transición pasando por licuación parcial se presenta sólo en materiales densos las arenas sueltas, por ejemplo, cambian directamente su resistencia al corte, de su magnitud íntegra a su licuación completa.

De tal suerte que la frase "número de ciclos suficientes" tiene significados diferentes según la densidad relativa. En materiales muy sueltos significa no más de unos seis ciclos. En las muestras muy densas implica cuando menos varios cientos de aplicaciones repetidas de esfuerzo cortante. La mayor parte de la información sobre licuación de arenas proviene de las pruebas triaxiales. Sin embargo, las condiciones del campo difieren mucho de las que se presentan en la prueba triaxial.

En el campo hay una reorientación cíclica de los esfuerzos principales, mientras que en la prueba triaxial las direcciones de estos esfuerzos son necesariamente axiales o transversales. El esfuerzo inicial principal menor en el campo suele ser mucho menor que el esfuerzo principal mayor, mientras que en el laboratorio los especímenes se preconsolidan bajo un estado hidrostático de esfuerzo. Las deformaciones en el campo suelen aproximarse a estados planos de deformación, mientras que las probetas de laboratorio se deforman en las direcciones de los tres esfuerzos principales, y puede haber otras diferencias en la historia de esfuerzos.

Estas diferencias llevaron a realizar ensayos de cargas cí-

clicas en especímenes sujetos a esfuerzo cortante simple. Encontrando que el número de ciclos necesarios para producir licuación era sistemáticamente mucho menor que en las pruebas triaxiales. Sin embargo, como se indica en la Ref. 3 han demostrado que la diferencia puede deberse a las condiciones de frontera de la serie de pruebas más desfavorables. Fim, Pickering y Bransby (1970), Ref. 4, han estudiado los efectos de las deformaciones previas producidas estáticamente en una serie de ensayos compararon los números de ciclos de esfuerzo cortante alternante necesario para licuar muestras que no han sido sujetas a deformación después de su consolidación, como las requeridas para muestras previamente licuadas y reconsolidadas a los esfuerzos iniciales de consolidación. Si bien la reconsolidación produjo un ligero incremento en compactación, los números de ciclos necesarios para la relicuación fueron sistemáticamente menores que los que se necesitaron en la primera licuación. El efecto fué tanto más pronunciado cuanto más elevadas fueron las deformaciones máximas en la primera serie de cargas. Todavía no se dilucida el significado preciso de este fenómeno en campo. Su explicación puede radicar en la reducción de la densidad relativa.

Siguiendo la sugerencia de A. Casagrande, Gonzalo Castro (1969), Ref. 5, llama al fenómeno que hemos descrito como movilidad cíclica y se reserva el término licuación a la condición adquirida por un sólido cuando su pérdida práctica de resistencia al corte no se recupera independientemente de la deformación. Bajo estas condiciones, el suelo escurre casi como un líquido y puede ser que el fenómeno corresponda a una estructura de flujo. Primer punto del cual parte esta tesis. Gonzalo Castro ha demostrado que los fenómenos observados por Seed y Lee se debían esencialmente al desarrollo de gran heteroge

neidad en las probetas al emigrar el agua de la parte inferior a la superficie de éstas produciendo un estado más suelto en la porción superior ante cargas cíclicas. De una serie extensa de ensayos concluyó, que la licuación propiamente dicha puede ocurrir, aún bajo cargas cíclicas, solo en materiales con relación de vacíos mayores que los valores críticos correspondientes a la presión de confinamiento en cuestión.

En suelos secos no cohesivos, su tendencia a aumentar o disminuir de volumen entre la acción de esfuerzos cortantes depende de que la relación de vacíos sea, respectivamente, mayor o menor que el valor crítico correspondiente. Estas tendencias producen presiones de poro cuando el suelo está saturado y se lo somete a pruebas no drenadas. Estas presiones son positivas en suelos con relaciones de vacíos mayores que el valor crítico y negativa en los suelos con relaciones de vacíos menores.

La situación tiende a disminuir la presión intergranular y, por tanto, propicia una falla prematura en suelos sueltos. Su relación de vacíos tiende a aumentar de nuevo solamente cuando las deformaciones por cortante son muy grandes. De acuerdo con Casagrande, Ref. 9 (1936) la falla de estos suelos está acompañada por la aparición de una estructura de flujo.

Las determinaciones originales de Casagrande se basaban en los resultados obtenidos en pruebas drenadas de consolidación triaxial "Pruebas S" ver Fig. 2, Gonzalo Castro (1969) encontró que las relaciones de vacíos críticos en pruebas sin drenar o pruebas triaxiales rápidas "Pruebas R", eran sistemáticamente menores que las "Pruebas S". Algunos resultados que obtuvo con tres arenas diferentes se resumen en la Fig. 3. Vemos que para comparar el comportamiento

de los diferentes suelos la densidad relativa es mucho más importante que la relación de vacíos. Además, se ha encontrado que la consolidación anisótropa conduce esencialmente a los mismos resultados -- que la condición hidrostática (Castro 1969).

Maslov (1957), Ref. 6 reporta resultados de pruebas con -- vibraciones senoidales en arena saturada contenida en una caja rectangular encontró que el parámetro mas significativo de las vibraciones era su aceleración cuando esta excede a un valor crítico la presión sube bruscamente, y después de un vibrado suficientemente prolongado bajo volumen constante, el esfuerzo efectivo baja a cero. El fenómeno comienza en la parte superior de la arena y progresa hacia abajo. Cuando la vibración cesa, la arena se consolida conforme el agua se emigra hacia arriba. La magnitud de la presión de poro que se desarrolla en las pruebas de este tipo puede relacionarse con las características propias de los tamaños de los granos de la arena (Castro --- 1969).

En resumen, no se ha resuelto el problema de la licuación o movilidad del suelo bajo carga cíclica. Poco puede decirse en adición a que es probable que ocurra aún durante sismos menores en materiales no cohesivos saturados cuya relación de vacíos excede al valor crítico correspondiente, determinado en las pruebas " \bar{R} ". Puede ocurrir con mayor probabilidad cimentaciones corridas que bajo pequeñas zapatas, y su incidencia es aún más probable en capas delgadas de material no --- cohesivo confinadas por materiales relativamente impermeables. Es concebible que el agua pueda emigrar en las condiciones de campo de una manera comparable a las observadas en el laboratorio en probetas sometidas a cargas cíclicas, y esto haría que todo suelo no cohesivo saturado fuera susceptible a la licuación durante un sismo, pero hay razo-

nes para dudar que tal sea el caso, ya que las condiciones de frontera y la historia de deformación difiere sustancialmente de las que se encuentran en laboratorio.

3. FACTORES QUE INFLUYEN EN LA LICUACION DE LOS SUELOS.

Investigaciones de laboratorio y las observaciones en campo han demostrado que la licuación potencial de un depósito de suelo a los movimientos sísmicos dependen de las características del suelo; la fuerza inicial que actúa en la tierra y las características del temblor relacionada con éste, los factores importantes que influyen son:

- 3.1 Tipo de suelo.
- 3.2 Densidad relativa y relación de vacíos.
- 3.3 Presión confinada inicial.
- 3.4 Intensidad del movimiento del suelo.
- 3.5 Duración del movimiento.

3.1 Tipo de suelo.

Para suelos no cohesivos el tipo de suelo es quizá caracterizado más libremente por el tamaño y distribución de sus componentes. Hay alguna evidencia para mostrar que los materiales con un coeficiente de uniformidad muy uniforme son más susceptibles a la licuación que los materiales bien graduados. y que para suelos uniformemente graduados las arenas finas tienden a licuarse más fácilmente de lo que lo hacen las arenas cuarzosas, gravas, aluviones o arcillas .

En un estudio de los desplazamientos de la cimentación de puentes en el temblor de Alaska, Ross, et al (1969), Ref. 7, notó que no hubo ningún caso de daño de puentes, cuyas estructuras se apoyaron

en gravas, pero hubo muchos casos de daños de puentes apoyados en arenas.

Otra vez en el temblor de Fukui, Kishida (1966), Ref. 8, nota que la licuación se presentó de un lado del puente donde la parte superior del suelo consistía en 5M de arena media y no hubo licuación de un lado adyacente, donde el suelo en esta profundidad se encontraba un sedimento arenoso. Las observaciones de este campo se apoyan con los resultados de las pruebas de laboratorio para carga cíclica en una amplia variedad de materiales.

3.2 Densidad relativa y relación de vacío.

Desde el trabajo clásico de Casagrande, Ref. 9 (1936), en el cambio de volumen acompañado al de las deformaciones de cortante en suelos no cohesivos se ha reconocido generalmente que la susceptibilidad de un suelo a la licuación se determinará en un alto grado por su relación de vacíos o su densidad relativa (D_r). En cualquier temblor, las arenas sueltas pueden licuarse pero los mismos materiales en condiciones más densas NO presentan el fenómeno.

En la ciudad de Niigata (1964), p. ej. la licuación fué extensiva donde la $D_r = 50\%$ pero no se presentó en arenas donde la $D_r = 70\%$. Datos en pruebas de laboratorio de todos tipos muestran la importante influencia de este factor en el campo del suelo.

3.3 Presión confinada inicial.

Hay una considerable evidencia para tomar en cuenta que bajo las condiciones de carga sísmica en contraste con la susceptibilidad a cambio de estado bajo condiciones de carga estática, la licuación potencial de un suelo se reduce por un incremento en la presión de confinamiento. Pruebas de laboratorio hechas por numerosos investigadores han mostrado que para una densidad inicial da-

da, la fuerza requerida para iniciar la licuación bajo condiciones de carga cíclica se incrementa con la presión inicial confinada. El efecto también se mostró en el campo durante el temblor de Niigata donde el suelo bajo 3M quedó estable siendo relleno pero suelos semejantes alrededor del relleno se licuaron extensivamente.

3.4 Intensidad del movimiento del suelo.

Para un suelo con una condición dada y una presión confinada dada, la susceptibilidad de licuación durante un temblor depende de la magnitud de esfuerzos y fuerzas inducidas en éste por el temblor, estos están relacionados con la intensidad del movimiento del Suelo, la importancia de los esfuerzos aplicados se ha mostrado por muchas investigaciones de laboratorio pero el efecto importante de la intensidad del movimiento del suelo en el campo se ilustra bien por el comportamiento del suelo de Niigata en Japón. Registros de temblores para esta ciudad se extienden sobre un período de 1000 años y valores estimados de aceleraciones máximas del suelo para los temblores que afectaron la ciudad en los 370 años pasados. Estos valores se determinaron por la relación entre la magnitud del temblor, la distancia de la fuente de energía liberada y la aceleración máxima del suelo sugerida por Housner (1964), Ref. 10 con las correcciones apropiadas para el efecto de condiciones de suelo local basado en la aceleración del suelo registrado de 0.16g en el temblor de 1964.

Magnitudes y lugares de epicentro para los temblores que afectan Niigata han sido presentados por Kawasumi (1968), Ref. 11.

Se puede ver en la Fig. 4 que aunque la relatividad de arenas sueltas en Niigata han sido sacudidas por 25 temblores en los 370 últimos años registros históricos muestran solamente 3 ocasiones en que la licuación se ha reportado en o cerca de Niigata en estas óca--

siones las aceleraciones del suelo estimadas fueron en exceso de --- 0.13g culminando con la excesiva licuación en 1964 donde las aceleraciones del suelo tuvieron su valor máximo probable de 0.16g. De una importancia especial, sin embargo, es el hecho de que en otros 22 -- temblores produciendo aceleraciones de suelos estimadas alcanzando - 0.005g a 0.12g no hubo ninguna indicación de licuación de suelos en la ciudad. La intensidad del movimiento del suelo debe por tanto ser considerada un factor importante en la evaluación de la licuación po tencial del suelo.

3.5 Duración del movimiento.

Es un factor importante para determinar la licuación poten cial debido a que determina de un modo general el número de esfuer-- zos importantes o ciclos de fuerza a los que esta sujeto el suelo, - todos los estudios de laboratorio acerca de la licuación del suelo ba jo condiciones de carga cíclica muestran que para cualquier nivel de fuerza dado en el lugar donde ocurre la licuación depende de la apli-- cación de un número requerido de esfuerzos o ciclos de fuerza. En el campo, la importancia de esto, quizás quede mejor ilustrado por los - deslizamientos presentados por la licuación en Anchorage durante el tem blor de Alaska en 1964.

Estos deslizamientos no se presentaron hasta después de 90 segundos de que empezaron los primeros movimientos, indicando la necesidad para el desarrollo de la licuación de un suficiente número - de ciclos de esfuerzo para inducir la licuación y la inestabilidad. Claramente si la duración del movimiento de tierra hubiera sido de - 45 segundos solamente, no se hubiera desarrollado la licuación o la inestabilidad del suelo. Ref. 12.

4. METODOS PARA EVALUAR LA SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUACION DE LOS SUELOS.

Los métodos que tienen mayor aceptación para determinar la susceptibilidad a la licuación son:

4.1 Método de Florin e Ivanov (1961), Ref. 13.

4.2 Método del Waterways Experimental Station (1956), Ref. 14.

4.3 Método de Oshaki (1969), Ref. 15.

4.4 Método de Kishida (1969), Ref. 16.

4.5 Método de Seed e Idriss (1971), Ref. 17.

4.1 Método de Florin e Ivanov.

Se desarrolló en Rusia y permite estimar la susceptibilidad a la licuación de suelos por medio de pruebas de campo, investigando los 10M superficiales del suelo haciendo explotar sucesivamente tres cargas de dinamita de 5Kg. colocadas a una profundidad media de 4.5M determinada después de cada explosión, el asentamiento medio de la superficie en un diámetro de 9M estando como centro del círculo, en el eje del barreno, la cantidad y profundidad a la que se coloca el explosivo se eligen de tal manera que no haya expulsión del suelo durante la explosión. Si el asentamiento promedio (e_n) donde n es el número de la explosión $8cm = e_n = 10cm$ y la relación de asentamiento $\frac{e_n}{e_{n+1}} = 0.6$ se puede afirmar que el suelo no es susceptible a licuación.

4.2 Método del Wes (Waterways Experimental Station).

Este criterio fué desarrollado para analizar la estabilidad de terraplenes a lo largo del Río Mississippi, en el que se producen flujos de materiales producidos por incrementos de la presión de poro originada por cambios del nivel del río. Este fenómeno ha recibido el

nombre de licuación espontánea. Las conclusiones del estudio permiten señalar que un sitio es potencialmente inestable cuando se satisfacen las siguientes condiciones:

- El espesor del estrato licuable H , es menor de 7.5M,
($H \leq 7.5M$)
- La relación del espesor del estrato subyacente H_2 , no licuable, al espesor del estrato licuable H , es menor que 0.85.
- El porcentaje de finos que pasan la malla #200 es menor de 10%.

4.3 Método de Oshaki.

Este criterio establece que los suelos con nivel freático cercano a la superficie pueden licuarse si se presentan las siguientes características granulométricas:

$$2mm \geq D_{60} \geq 0.2mm ; \quad D_{10} \geq 0.10mm.$$

Adicionalmente establece que estos suelos tendrán poca probabilidad de licuarse si el número de golpes N_{sp} en la prueba de penetración estandar es mayor que $2Z$, en que Z es la profundidad en metros.

4.4 Método de Kishida.

Este criterio está basado en el análisis de las condiciones del suelo de tres sitios en que ocurrió licuación. Bajo sismos de esa magnitud, puede ocurrir licuación si el nivel freático está cercano a la superficie y si las características granulométricas satisfacen las siguientes relaciones:

$$2mm \geq D_{50} \geq 0.074mm$$

$$C_u \leq 10$$

y además cumplen las siguientes condiciones:

- El espesor (H_1) del estrato de suelo no licuable arriba del

estrato licuable (H_2), es menor que $8M$.

-La relación de los espesores del estrato no licuable (H_1) - al del licuable (H_2) es menor que 1.

Kishida también concluye que los suelos no son susceptibles a la licuación si:

- La presión efectiva de confinamiento (σ_y) es superior a 2Kg./cm^2 o,
- La compacidad relativa (D_r) es superior a 75%.

4.5 Método de Seed e Idriss.

Del punto de vista de la evidencia de que los cinco factores mencionados en el inciso 3 tienen una influencia en la licuación potencial de cualquier depósito de suelo, es patente que cualquier método para evaluar la licuación potencial debe tomar estos factores -- en cuenta Seed e Idriss estuvieron de acuerdo en la proposición de un método general para la evaluación de la licuación potencial contemplando las siguientes observaciones:

4.5.1. Después de establecer las condiciones del suelo y el temblor de diseño, determinar el tiempo de esfuerzos de cortante inducidos por los movimientos del temblor a diferentes profundidades dentro del depósito.

4.5.2 Con un apropiado análisis de los niveles de esfuerzos provocados por las cargas involucradas en varios ciclos de esfuerzo durante el temblor, convertir la historia de esfuerzos en un número equivalente de ciclos de esfuerzo uniforme y un suelo equivalente al nivel de esfuerzo uniforme que presenta las condiciones en campo, como función de la profundidad como se presenta en la Fig. 5. Por estos medios la intensidad del movimiento del suelo, la duración del movimiento y -

la variación del esfuerzo de cortante se toman en cuenta con la profundidad dentro del depósito.

4.5.3. Por medio del número de datos disponibles en campo o pruebas en el laboratorio de muestras representativas, conducidas bajo varias presiones confinantes, determina el esfuerzo cortante cíclico que tendrá que ser desarrollado a varias profundidades para causar la licuación en el mismo número de ciclos de esfuerzos como el indicado en el inciso 3 para ser presentado, en el temblor particular bajo consideración.

Ya sea bajo pruebas de cargas de compresión cíclicas triaxiales o pruebas de carga cíclica cortante, pueden ser usadas para este propósito. La interpretación de los datos obtenidos de las pruebas para determinar las condiciones de esfuerzo que causan la licuación en el campo y su disponibilidad de datos han sido presentados por (Seed y Peacock (1970), Ref. 18.

Sin embargo, de esta manera el tipo de suelo, in-situ y la condición inicial del esfuerzo efectivo puede tomarse en cuenta apropiadamente, los esfuerzos requeridos para causar la falla pueden ser entonces representados como una función de la profundidad como se muestra en la Fig. 5.

4.5.4 Comparando los esfuerzos cortantes inducidos por el temblor con aquellos requeridos para causar licuación cualquier zona que exista dentro del depósito donde puede esperarse que se presente la licuación (los esfuerzos inducidos exceden a aquéllos que causan falla) aplicando el método la historia de esfuerzo a varias profundidades en un depósito pueden determinarse mejor por un análisis de respuesta del suelo, Ref. 19. Posiblemente conducido en incrementos para tomar en cuenta las características del suelo al deformarse con las presiones de poro

que se presenta. En la mayoría de los casos éste reciente refinamiento no es necesario debido a que las propiedades del suelo no tienen un cambio apreciable hasta que la licuación sea eminente. Aún así, un análisis de respuesta de suelo puede tener técnicas, herramientas y equipo que no estén disponibles en el momento. Además el conjunto de pruebas de carga cíclicas pueden presentar dificultades.

Por lo tanto, aplicando el método en período de tiempo, técnicas simplificadas se han desarrollado para evaluar esfuerzos inducidos y características del suelo que son suficientemente adecuadas para propósitos prácticos. Estas técnicas se describen a continuación.

4.5.5 Procedimiento simplificado para la evaluación de esfuerzos inducidos por temblores.

Los esfuerzos cortantes desarrollados en cualquier punto en un depósito de suelo durante un temblor parece ser debido primeramente a la propagación hacia arriba de ondas cortantes en el depósito. Si tomamos una columna de suelo y un elemento de éste a la profundidad h , comportada como un cuerpo rígido y la máxima aceleración en la superficie de suelo fuera a_{max} , el cortante máximo en el elemento de suelo sería :

$$(\tau_{max})_r = \frac{\gamma h}{g} a_{max} \quad (1)$$

donde:

γ = densidad del suelo, ver Fig. 6 (a) debido al comportamiento de la columna de suelo como un cuerpo deformable el verdadero esfuerzo cortante a la profundidad h , $(\tau_{max})_d$, como se determinó en un análisis de respuesta del suelo será menor que $(\tau_{max})_r$ y puede ser expresado por:

$$(\tau_{Max})_d = r_d (\tau_{Max})_r \quad (2)$$

en donde r_d = coeficiente de reducción de esfuerzo con valor menor de 1. La variación de $(\tau_{\max})_r$ y $(\tau_{\max})_d$ será típica su forma como se muestra en la Fig. 6 (b) y en cualquier depósito que se tome, los valores de r_d decrecen de un valor de 1 en la superficie a valores más bajos a grandes profundidades, como se muestra en la Fig. 6 (c).

El cálculo del valor de r_d para una gran variedad de movimiento de tierra y las condiciones del suelo conteniendo arena en la superficie a 15M han demostrado que r_d varía dentro de un rango como se muestra en la Fig. 7. Se puede ver que a profundidades de 9 a 12M la dispersión de los valores no es grande y para cualquier depósito el error tomando el promedio de los valores mostrado por la línea discontinua mostrada, sería alrededor del 5%. Por lo tanto a profundidades de 12M una razonable valorización adecuada del máximo esfuerzo cortante desarrollado durante un temblor puede hacerse con la relación:

$$\tau_{\max} = \frac{k_h}{g} a \max r_d \quad (3)$$

Donde los valores de r_d son tomados de la línea discontinua en la Fig. 7.

La profundidad crítica para el desarrollo de la licuación si es que se va a presentar, normalmente estará a la profundidad cubierta por esta relación.

La verdadera historia del tiempo del esfuerzo cortante en cualquier punto del depósito del suelo durante un temblor será irregular como se muestra en la Fig. 8 de tal relación es necesario determinar el promedio de equivalencia uniforme de esfuerzo cortante. Por una densidad del ciclo de esfuerzo individual basado en datos de pruebas de laboratorio.

Sin embargo, después de hacer estas determinaciones para un número de casos diferentes se ha encontrado que con un grado razonable de exactitud, el promedio uniforme equivalente de esfuerzo cortante (τ_{av}) se puede tomar cerca del 65% del máximo del esfuerzo cortante, τ_{max} . Combinando este resultado con la expresión siguiente τ_{max} para un propósito práctico, el promedio de ciclos de esfuerzo cortante se puede determinar por:

$$\tau_{av} \cong 0.65 \frac{\delta h}{g} a_{max} \quad rd \quad (4)$$

El número apropiado de ciclos significativos de esfuerzos (N_c) dependerá de la duración del movimiento del suelo y por lo tanto de la magnitud del temblor, los números representativos de ciclos de esfuerzo son:

MAGNITUD TEMBLOR	NO. SIGNIFICATIVO DE CICLOS ESFUERZOS, N_c
7	10
7 1/2	20
8	30

El uso de estos valores junto con la determinación de esfuerzos con la ecuación 4 da un procedimiento simple para la evaluación de esfuerzos inducidos a diferentes profundidades para cualquier temblor dado, del cual se conoce la aceleración máxima en la superficie.

4.5.6 Procedimiento simplificado para la evaluación de esfuerzos que causan licuación.

La determinación de esfuerzos cortantes cíclicos que causan la licuación de un suelo y un número dado de ciclos de esfuerzo, puede hacerse en base a las condiciones de esfuerzos que han producido licuaciones conocidas de arenas, en temblores anteriores Ref. 18, o por me-

dio de un laboratorio de pruebas apropiado. Debido a que el campo disponible de información esta generalizado con respecto a los tipos de arenas y duración de temblores. Los resultados de un número de tales investigaciones en suelos con diferentes tamaños de partículas representados por el tamaño del grano particular D_{50} y una densidad relativa $D_r = 50\%$ se resume en las Figs. 9 y 10 (Ref. 18). Los resultados de estas pruebas están representados en términos de relación de esfuerzos

$(\sigma_{dc}/(2 \sigma_a))$ que causan la licuación en 10 y 30 ciclos, donde σ_{dc} es el esfuerzo desviador cíclico y σ_a es la presión inicial bajo la cual se consolidó la muestra aunque las pruebas fueron realizadas por diferentes investigadores puede verse que existe un grado razonable de consistencia en los resultados, sugiriendo que estos datos pueden usarse para estimar las características de licuación de otras arenas por el conocimiento del tamaño de la partícula del grano principal D_{50} .

Estos esfuerzos requeridos para causar licuación para arenas de otras densidades relativas pueden ser estimuladas por el hecho de que para $D_r \geq 80\%$, el esfuerzo cortante requerido para causar la licuación es aproximadamente proporcional a la densidad relativa.

También mostrados en la Fig. 9 y 10 están los valores de la relación de esfuerzos de pruebas simples cortante: τ es el esfuerzo cortante desarrollado en un plano horizontal σ'_o es la presión inicial efectiva de sobrecarga. Puede verse que los valores de campo de τ/σ'_o es menor que el valor correspondiente de $\sigma_{dc}/(2 \sigma_a)$. Sin embargo los dos esfuerzos pueden relacionarse por:

$$(\tau / \sigma'_o)_c = (\sigma_{dc} / 2 \sigma_a)_c C_r \quad (5)$$

En donde C_r = es un factor de corrección para ser aplicado a la prueba triaxial para obtener las condiciones de esfuerzo que causan la licuación en el campo. Una consideración detallada de las condicio-

nes de esfuerzos en especímenes probados en pruebas de compresión triaxial y limitaciones de la prueba han dejado a la imaginación que los valores aproximados de C_r varían con la densidad relativa como se muestra aproximadamente en la Fig. 11. Por lo tanto los valores de las pruebas de las Figs. 9 y 10 junto con los valores de C_r en la Fig. 11 proveen un medio simple para evaluar las condiciones de esfuerzo probable para causar la licuación en diferentes suelos en el campo.

Para un suelo dado con una determinada D_r , la relación de esfuerzo que causa la licuación en el campo se estima:

$$\left(\frac{\sigma_c}{\sigma_o}\right)_{D_r} \approx \left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_a}\right)_{D_{50}} C_r \frac{D_r}{50} \quad (6)$$

en la cual los subíndices D_r y 50 denotan densidades relativas de D_r y 50 respectivamente y valores de $\left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_a}\right)_{D_{50}}$ se toman de las Figs. 9 y 10. En proyectos específicos puede desearse a menudo llevar a cabo pruebas de carga cíclica para determinar condiciones de esfuerzos que causan licuación pero para muchos propósitos el uso de la ecuación 6 o de datos de campo disponibles pueden ser adecuados Ref. 18.

4.5.7 Evaluación de la licuación potencial.

Para evaluar la licuación de un depósito es necesario determinar si el esfuerzo cortante inducido a cualquier profundidad por el temblor, determinado por la ecuación 4 es suficientemente grande para causar la licuación a esa profundidad como se indicó en la relación de la eq. 6. Para depósitos en que el N.A.F. está a una profundidad de 0. a 3M, la profundidad es de 4.5M, la profundidad crítica puede ser de 10M por lo tanto la evaluación puede hacerse a menudo simple para un elemento representativo a una de estas profundidades.

Considerando por ejemplo, un depósito de arena para la cual $D_{50} \approx 0.2\text{mm}$. el N.A.F. es de 1.5M y este sujeto al movimiento del -

suelo con una magnitud 7 el promedio de esfuerzo cortante inducido -- cercano a los 10 ciclos se determinará en la eq. 4 a una profundidad de 6M $r_d \approx 0.95$, Fig. 7 dando:

$$\tau_{av} \approx 0.65 \times 0.95 \delta \frac{h}{g} \quad a \max \quad (7)$$

Si el esfuerzo cortante requerido para causar licuación inicial en 10 ciclos es τ_{L10} y lo tomamos de la ecuación 6

$$\frac{\tau_{L10}}{\sigma'_o} \approx \left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma'_a} \right) \left(\frac{D_r}{50} \right)^{Cr} \quad (8)$$

Sin embargo un suelo $D_{50} \approx 0.2mm$, el dato de la Fig. 9 nos dá:

$$\left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma'_a} \right) \left(\frac{D_r}{50} \right)^{Cr} = 0.24 \quad (9)$$

Tenemos:

$$\tau_{L10} \approx 0.24 \sigma'_o \frac{D_r}{50} Cr \quad (10)$$

La arena presenta licuación inicial en 10 ciclos si:

$$\tau_{av} = \tau_{L10}$$

$$\text{entonces: } 0.65 \times 0.95 \delta \frac{h}{g} \quad a \max = 0.24 \sigma'_o \frac{D_r}{50} Cr \quad (11)$$

$$\frac{a \max}{g} \approx \frac{0.24}{0.65 \times 0.95 \times 50} \frac{\sigma'_o}{\delta h} Cr Dr \quad (12)$$

$$\approx 0.0078 \frac{\sigma'_o}{\delta h} Cr Dr$$

Para un N.A.F. de 1.5M y un elemento de suelo a 6M de profundidad,

$$\delta h = 6 \times 1800 = 10800Kg./M^2 \quad (13)$$

$$\sigma'_o = 1.5 \times 1800 + 4.5 \times 800 = 6300Kg./M^2 \quad (14)$$

Por lo tanto:

$$\frac{a_{\max}}{g} \approx 0.0078 \frac{6300}{10800} \text{ Cr Dr} \quad (15)$$

$$= 0.0046 \text{ Cr Dr}$$

De la relación entre a_{\max} y Dr indicada en esta ecuación se puede evaluar como sigue:

T A B L A 2

Dr	Cr (De la Fig. 11)	$a_{\max}/g=0.0046 \text{ Cr Dr}$
30	0.55	0.076
40	0.55	0.100
50	0.57	0.131
60	0.60	0.166
70	0.64	0.205
80	0.68	0.250

y la relación la podemos graficar como se muestra en la Fig. 12. Si, para cualquier valor dado de aceleración máxima de suelo, la Dr del depósito excede al valor indicado por esta relación no debe esperarse que se presente la licuación y viceversa. Las relaciones calculadas siguiendo los mismos procedimientos para N.A.F. de 3.0 a 4.5M también están graficados en la Fig. 12, indicando el menor grado de licuación potencial que resulta de una profundidad más grande del N.A.F.

Se puede hacer cálculos semejantes para otros tipos de suelos, con N.A.F. y números de ciclos de esfuerzos. Los suelos que tienen la mayor susceptibilidad para licuarse parecen tener arenas muy finas y uniformes, con D_{50} del orden de 0.08mm para tales materiales las relaciones para a_{\max} y Dr por la cual la licuación inicial solo se presenta en un temblor que produzca 20 ciclos de esfuerzos para diferentes niveles freáticos (Fig. 13).

En general cuando la licuación de arenas se presenta en el campo, el tamaño principal del grano puede aguantar de 0.075mm a --- 0.2mm y el número de ciclos de esfuerzo de 10 a 20. Por lo tanto los límites entre las condiciones de licuación o no licuación normalmente se espera que estén dentro de la clasificación de este grupo, por las condiciones $D_{50} = 0.0015\text{mm}$ $N_c = 20$; $D_{50} = 0.2\text{mm}$; $N_c = 10$. Las relaciones calculadas entre la densidad relativa y el máximo de aceleración del suelo de la cual la licuación inicial solo se presentará por estas condiciones (Fig. 14 y 15) para niveles de aguas freáticas de 1.5 y 3.0M, respectivamente. Para magnitudes excedentes a 7 y N.A.F. apropiados pueden esperarse que las condiciones de D_r y a max en la superficie del suelo fallando arriba de la parte superior de la curva (D50 - 0.2mm; $N_c = 10$) en Fig. 14 y 15 causará licuación probablemente ; combinaciones de falla en la parte inferior de la curva baja --- (D50 - 0.075mm, $N_c = 20$) usualmente estará segura en cuanto a la licuación mientras que las combinaciones fallando entre las curvas pueden o no causar licuación dependiendo de la combinación particular de las condiciones involucradas.

4.5.8 Gráficas para la evaluación de la licuación potencial en -- terminos de resistencia a la penetración.

El procedimiento de análisis simplificado descrito anteriormente y la información en las Figs. 15 y 16 pueden usarse fácilmente para desarrollar gráficas simples para la evaluación de la licuación potencial en términos de la prueba de penetración estandar. Por ejemplo sobre la base de la información analítica mostrada en la Fig. 18 reproducida de la Fig. 14. Es improbable que las combinaciones de la máxima aceleración del suelo y la densidad relativa que se encuentra bajo la línea YY causarían licuación igualmente es muy probable que

el máximo de aceleración del suelo y la densidad relativa que cae sobre la línea X - X causaría licuación en donde la profundidad del N.-A.F. es cercano a 1.5M. Por lo tanto, para cualquier valor dado de -- máxima aceleración de suelo es posible designar tres rangos de densidad relativa; (1) donde la licuación es muy probable que se presente. (2) Donde puede o no presentarse la licuación dependiendo de las características de la arena y el número de ciclos de esfuerzo importantes que se produzcan por un temblor o la magnitud de éste (zona entre X X y Y Y, Fig. 18). (3) Donde la licuación es improbable que se presente. En sitios compuestos por arenas con N.A.F. de 1.5M bajo la superficie del suelo, mostrados en la Fig. 18 indicaran los rangos mostrados en la Tabla 1. Los valores de densidad relativa enlistados en la Tabla 1 pueden ser convertidos fácilmente en valores correlacionados con la resistencia a la penetración estandar por medio de la Fig. 16. Por lo tanto llegamos a los valores de la licuación, en términos de la penetración estandar.

5. ANALISIS DE LOS ELEMENTOS ACTUANTES EN UNA CIMENTACION DURANTE EL PROCESO DE LICUACION.

5.1 Tipos de fallas factibles en suelos sísmicamente inestables.

Es indudable que el problema de licuación nos puede producir diferentes tipos de fallas en la cimentación de una estructura -- Ref. 22 y 23, en particular, procederemos a analizar los dos efectos principales que se pueden presentar en una cimentación a base de pilas o pilotes.

5.1.1 Decremento de la capacidad de carga lateral de soporte del suelo que lo rodea.

5.1.2 Decremento en la capacidad de carga vertical que lo soporta por pérdida de dicha capacidad en la punta.

En suelos donde exista la posibilidad de susceptibilidad -- a la licuación dada la incertidumbre y la no homogeneidad del depósito arenoso, una cimentación desplantada en la superficie atrae riesgos que no deben correrse, salvo que la susceptibilidad se determine en un manto en el cual es factible utilizar un método para mejorar -- la densidad relativa o su relación de vacíos, ya sea por compactación superficial, compactación profunda o estabilización de acuerdo a la Ref. 24.1.

5.2 Método que se propone para el análisis de una cimentación en suelos arenosos sísmicamente inestables.

5.2.1 Reconocimiento del problema.

Siempre que se requiera cimentar una estructura en un suelo arenoso ubicado dentro de las zonas 2 y 3 de la regionalización sísmica de México, Ref. 21, se procederá a efectuar los sondeos que sean necesarios de acuerdo con la importancia de la obra, su magnitud y su riesgo. Ref. (25).

Si comparando el perfil del suelo con relación a la resistencia, a la penetración del penetrometro en la prueba de penetración estandar y comparando con las Figs. 19 y 20. Si se encuentra en la zona 1 es muy factible que el suelo sea sísmicamente inestable; si se localiza en la zona 2, se requerirá profundizar los estudios, hasta llegar a determinar la frontera del suelo en estudio y poder determinar su susceptibilidad. Si por el contrario el perfil se localiza en la zona 3 nos encontramos con un suelo que es estable sísmicamente.

5.2.2 Evaluación de las características del suelo.

Una vez determinada la inestabilidad del suelo durante un sismo, se procede a determinar el espesor del estrato susceptible a la licuación. Proponiendo las alternativas factibles de cimentación o mejoramiento del suelo bajo las siguientes hipótesis en el caso de la cimentación, que no es posible mejorar las condiciones del suelo:

- i) No se transmite ninguna carga por superficie, es decir, la losa de cimentación debe transmitir su carga a través de pilotes a un estrato estable bajo un sismo y carga estática.
- ii) La longitud efectiva (L_h) es igual a la longitud de la cabeza del pilote al estrato resistente.
- iii) La cabeza del pilote no gira al presentarse la sollicitación sísmica.
- iv) El espesor licuable no aporta ninguna capacidad de apoyo horizontal, es decir el suelo pierde su capacidad de resistir esfuerzo cortante.

5.3 Rigidez del sistema.

La rigidez del sistema la podemos determinar como la proponen Nieto y Resendiz (1967), Ref. (20).

5.3.1 Vibración vertical.

$$K_v = \sum_{i=1}^n h \frac{AE}{L_v} \mu \quad (16)$$

5.3.2 Vibración horizontal.

$$K_h = \sum_{i=1}^n \frac{12}{(L_{h/r})^2} \frac{AE}{L_h} \cdot \mu \cdot h \quad (17)$$

5.3.3 Vibración de torsión alrededor del eje de torsión, paralelo a los pilotes en la dirección analizada.

$$K_t = \sum_{i=1}^n \frac{AE}{L_h} \cdot x_i^2 \cdot \mu \quad (18)$$

Donde:

- n Número de pilotes
- A Area transformada del pilote
- E Módulo de elasticidad del pilote
- μ Coeficiente de corrección
- L_h Longitud efectiva
- r Radio de giro de la sección transformada
- X_i Distancia del i-ésimo pilote al eje de torsión.

5.4 Fuerzas actuantes en el sistema de cimentación.

En el pilote actuarán todos los elementos mecánicos que le proporciona la superestructura, más los elementos mecánicos producidos por una fuerza producto de los empujes del suelo "Fuerza Virtual F_m "; bajo las siguientes suposiciones:

- 5.4.1 La velocidad de la estructura es lo suficientemente baja con relación a la velocidad del suelo, como para suponer que el "suelo licuado" es incompresible.
- 5.4.2 El suelo en su estado "Licuado" se considera irrotacional.
- 5.4.3 Se desprecia el amortiguamiento debido a la viscosidad del "suelo licuado".

Por lo tanto podemos suponer:

$$F_m = (M_o + M_s) a \quad (19)$$

Donde:

- M_o = Masa del suelo desplazado.
- M_s = Masa sumada dependiendo de la forma y dimensiones del pilote así como las características del suelo.
- a = Aceleración del suelo que produce la licuación.

La ecuación 19 la podemos escribir como:

$$F_M = C_m \rho V a \quad (20)$$

donde:

V = Volumen desplazado

ρ = Densidad en masa del suelo

C_m = Coeficiente de masa

Para un pilote cilíndrico se tiene:

$$F_m = 2 \rho V a \quad (21)$$

$$C_m = 2 \text{ según H. Lamb, 1945, Ref. 26}$$

Para fines prácticos se podrá usar la ecuación 21, Ver

Fig.22.

A la fuerza calculada anteriormente se le sumará una fuerza de arrastre (F_D) que podemos expresar como:

$$F_D = \frac{1}{2} C_D \rho D L v^2 \quad (22)$$

Donde:

C_D = Coeficiente de arrastre (Apéndice 2).

D = Diámetro del pilote o proyección transversal del pilote.

L = Longitud del estrato licuable.

v = Velocidad del suelo.

5.5 Empotramiento del pilote en el estrato sísmicamente estable.

Se propone una longitud de empotramiento de acuerdo a los empujes que tendrá el suelo, revisando que la capacidad lateral del pilote sea suficiente.

Para calcular los efectos que dichas cargas laterales recorreremos al procedimiento propuesto en la Ref. 24.2.

CASO 1: Pilote empotrado en un estrato blando.

Procedimiento:

5.5.1 Calcular el factor de dureza relativo, T

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{K}} \quad (23)$$

Donde :

I = Momento de inercia respecto a un eje perpendicular al sentido de la fuerza.

K = Coeficiente (Apéndice 3), Ref. 27.

5.5.2 Calcúlese $Z_{\max} = L_1/T$

Donde: L_1 : longitud de empotramiento del pilote.

Elíjase la curva correspondiente en el Apéndice 1

5.5.3 Obtenganse los coeficientes F_δ , F_M y F_V de la Fig. 25 para varias profundidades usando los coeficientes de profundidad $Z = z/T$.

5.5.4 Calcúlese la deformación, momento y cortante a varias profundidades usando los coeficientes F_δ , F_M y F_V , en las fórmulas siguientes:

$$\delta_M = F_\delta \cdot \frac{MT^2}{EI} \quad (24)$$

$$M_M = F_M \cdot M \quad (25)$$

$$V_M = F_V \cdot \frac{V}{T} \quad (26)$$

$$\delta_p = F_\delta \cdot \frac{PT^3}{EI} \quad (27)$$

$$M_p = F_M \cdot PT \quad (28)$$

$$V_p = F_V \cdot P \quad (29)$$

5.5.5 Deduzcanse los diagramas totales de deformación, momento y

cortante por suma algebraica de los efectos M y P.

- 5.5.6 Calcúlese M igualando los giros sufridos por la parte empotrada y la parte libre del pilote, que se obtienen:

$$\theta_p = F_\theta \frac{PT^2}{EI} + F_\theta \frac{MT}{EI} \quad \text{parte empotrada} \quad (30)$$

$$\text{y } \theta_e = \frac{Lh}{3.5 EI} M \quad \text{parte libre} \quad (31)$$

Donde: P es la carga lateral aplicada y M es la incógnita.

Los factores F_θ se obtienen de la Fig. 27

CASO II: Pilote empotrado en una cama rocosa.

Procedimiento:

Proceder de la misma manera que en los incisos 5.5.1 y 5.5.2.

- 5.5.7 Calcúlese la deformación y el momento a varias profundidades usando los coeficientes F_δ , F_M tomados de la Fig. 24 usando las fórmulas:

$$\delta_p = F_\delta \cdot \frac{PT^3}{EI} \quad (27)$$

$$M_p = F_M \cdot PT \quad (28)$$

- 5.5.8 El cortante máximo ocurre en el empotramiento.

Una vez aplicado el inciso 5.5 se procede a revisar el punto a lo largo del pilote donde el momento es igual a cero, ese punto de inflexión nos dará la longitud efectiva verdadera del pilote, lo cual nos lleva a iniciar nuestro análisis en el inciso 5.3, procediendo por aproximaciones a la solución exacta.

APENDICE I

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO PARA PILOTES CARGADOS LATERALMENTE.

Cuando en un pilote existen cargas laterales por cualquier causa, se procede a calcular el efecto que tienen dichas cargas en el pilote.

La longitud L del pilote se supone previamente determinada por los efectos de cargas verticales.

PROCEDIMIENTO.

CASO 1. pilote que gira en su extremo superior.

1. Calcular el factor de dureza relativo, T (ver, Apendice 3)

$$T = (EI/K)^{1/5}$$

2. Calcúlese $Z_{Max} = L/T$ y elíjase la curva correspondiente de la Fig. 25.

3. Obténganse los coeficientes F_{δ} , F_M , F_V , de la Fig. 25, para varias profundidades cuando el coeficiente de profundidad $Z = z/T$.

4. Calcúlense la deformación, momento y cortante a varias profundidades usando los coeficientes F_{δ} , F_M , F_V , en las respectivas fórmulas.

$\left. \begin{aligned} \delta_M &= F_{\delta} (MT^2/EI) \\ M_M &= F_M (M) \\ V_M &= F_V (M/T) \end{aligned} \right\}$	debido a momento	$\left. \begin{aligned} \delta_P &= F_{\delta} (PT^3/EI) \\ M_P &= F_M (PT) \\ V_P &= F_V (P) \end{aligned} \right\}$	debido a fuerza lateral.
--	------------------	---	--------------------------

5. Dedúzcanse los diagramas totales de deformación, momento y cortante por suma algebraica de los efectos de M y P .

6. Calcúlese M igualando los giros sufridos por el pilote y por la columna respectiva de la superestructura, que tienen las siguientes fórmulas.

$$\theta_P = F_{\theta} (PT^2/EI) + F_{\theta} (MT/EI) \text{ pilote y, } \theta_C = hM/(3.5 EI) \text{ columna}$$

donde P es la carga lateral aplicada y M es la incógnita. Los factores F_{θ} , se obtienen de la figura 26

CASO 2. Pilote construido de tal manera que no se permite el giro en su extremo superior.

1. Proceder como en los puntos 1 y 2 del caso anterior.
2. Calcular la deformación y el momento a varias profundidades usando los coeficientes F_C, F_M tomados de la Fig. 24, y usando las fórmulas :

$$\delta_p = F (PT^3/EI)$$

$$M_p = F_M (PT)$$

3. El cortante máximo ocurre en la parte superior del pilote y es igual a P.

APENDICE 2.

Requerimos determinar el coeficiente de arrastre C_f de los pilotes en un medio producido por las arenas saturadas en su estado de licuación partiendo de las siguientes hipótesis.

- i.- Las arenas no tienen capacidad para tomar esfuerzo cortante.
- ii.- En el momento que ocurre la licuación se presenta un estado de flujo irrotacional.
- iii.- La velocidad de flujo en el instante de ocurrir la licuación, es la velocidad del suelo en el instante anterior a ocurrir la licuación.

De la figura 21. Podemos observar que la capacidad de un elemento a resistir esfuerzo cortante dependerá de la capacidad del elemento a resistir presiones tangenciales (No isotrópicas) en todos los puntos situados en la zona de deformación, para el fluido que nos ocupa, la capacidad nula para tomar esfuerzo cortante, nos acerca a comportamiento del fluido como fluido perfecto. Lo cual nos lleva a propener un modelo en el cual las presiones y velocidades se mantengan, proponiendo como prototipo el comportamiento en agua y la densidad del suelo. De acuerdo con la regionalización sísmica, para la zonas 2 y 3 con períodos de recurrencia de 100 años serán $v=20\text{cm/seg}$ y $v=45\text{cm/seg}$ respectivamente.

Número de Reynolds para zona 2.

$$R = \frac{20 \times 2 \times r}{0.011} = 3636.36r \quad (A)$$

Número de Reynolds para zona 3.

$$R = \frac{45 \times 2 \times r}{0.011} = 8181.81r \quad (B)$$

APENDICE 3

ARENAS: El coeficiente K se puede calcular como:

$$K = K_1 \frac{H}{D} \text{ ----- (C)}$$

VALORES DE K:

SUELO	ARENA SUELTA	MEDIA	DENSA
Seco o Humedo	8	24	65
Sumergido	4	16	40

ARCILLAS: El coeficiente K se puede calcular como:

$$K = K_1 \frac{1}{1.5D} \text{ ----- (D)}$$

VALORES DE K1:

ARCILLA BLANDA	FIRME	MUY FIRME	DURA
0-50	85	170	350

K1: Coeficiente de reacción horizontal para un pie de ancho del pilote por un pie de profundidad K1. Esta dado en libras por pulgada cuadrada.

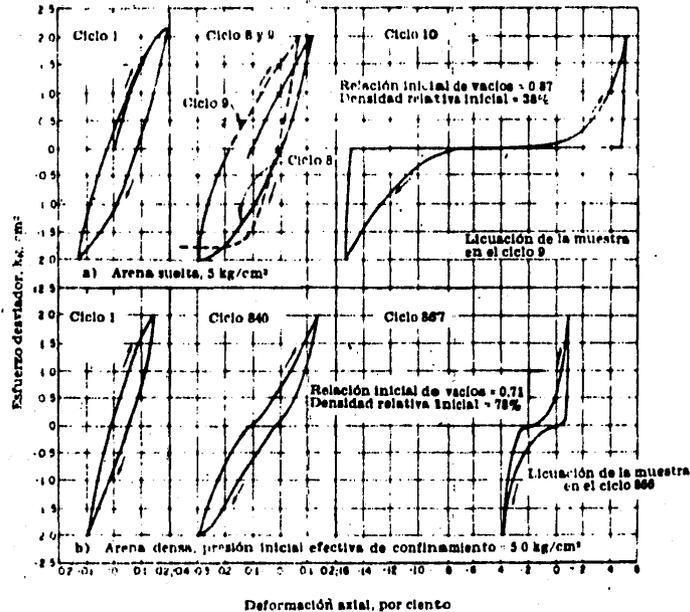


FIG.1 PRUEBA DE COMPRESION TRIAXIAL REPETIDA EN ARENA SATURADA NO DRENADA SEGUN SEED Y LEE (1966)

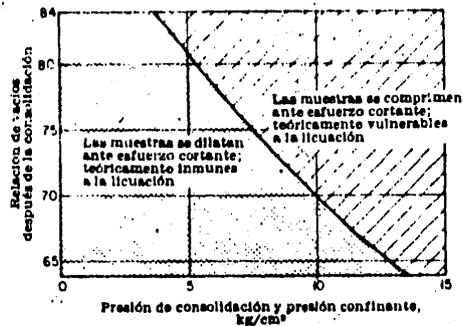


FIG.2 RELACION ENTRE PRESION CRITICA DE CONFINAMIENTO Y RELACION DE VACIOS PARA ARENA DEL RIO SACRAMENTO SEGUN SEED Y LEE (1966)

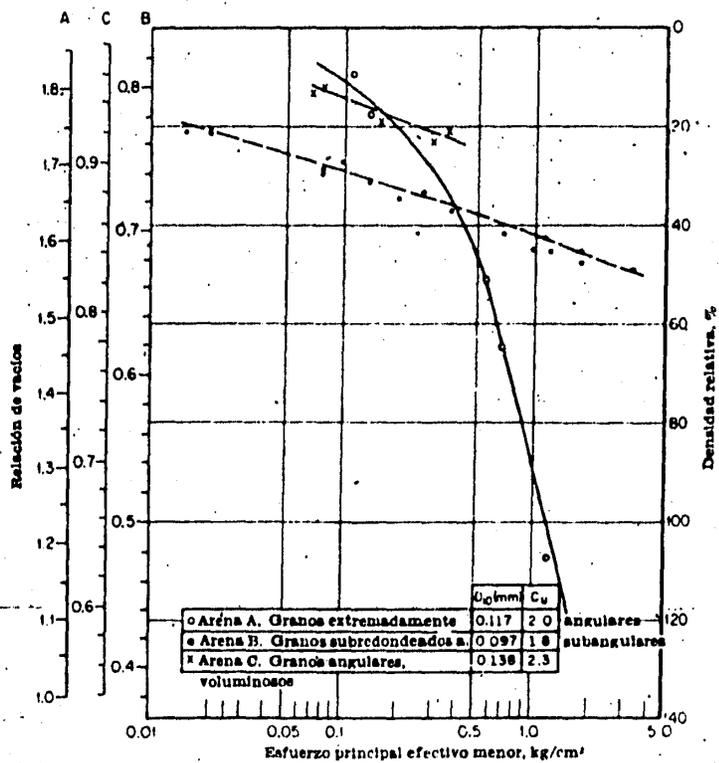


FIG.3 RELACIONES CRITICAS DE VACIOS DENSIDADES, RELATIVAS DE VARIAS ARENAS, SEGUN G. CAS--TRO (1969)

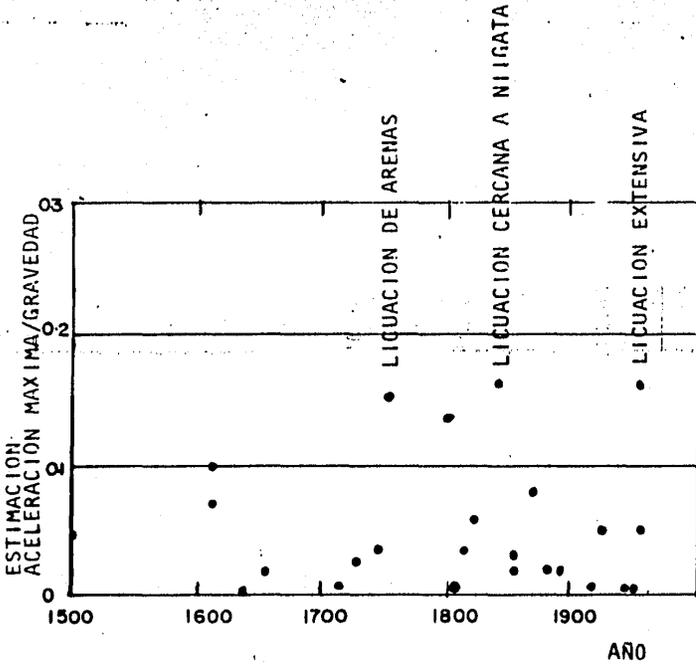


FIG. 4 ESTIMACION DE LA ACELERACION MAXIMA EN NIIGATA

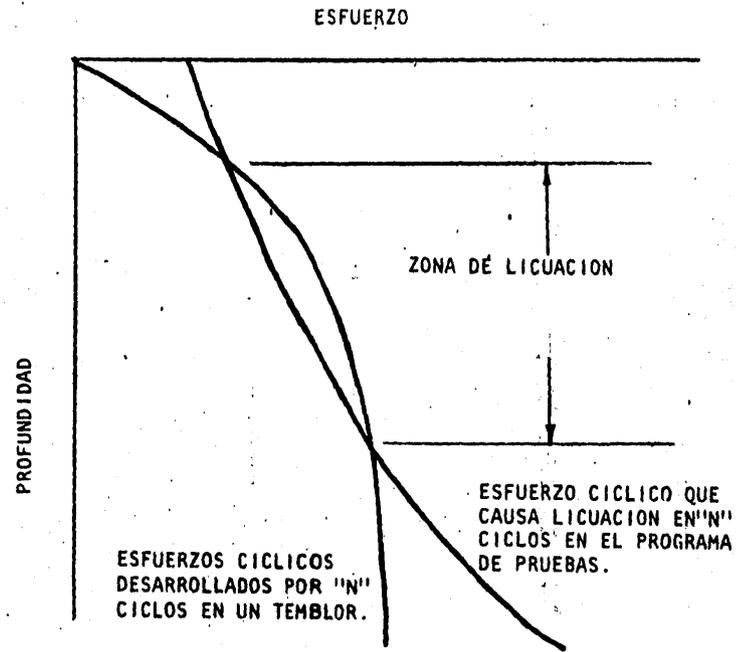


FIG.5.- METODO PARA LA EVALUACION DE LA LICUACION POTENCIAL.

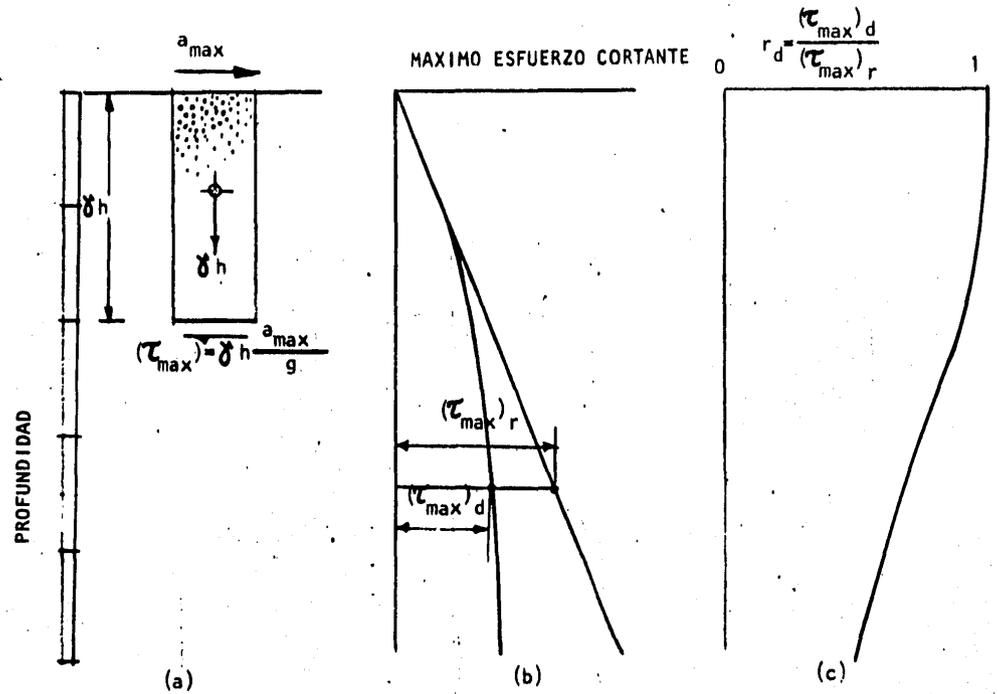


FIG. 6.- DETERMINACIÓN DEL MAXIMO ESFUERZO CORTANTE.

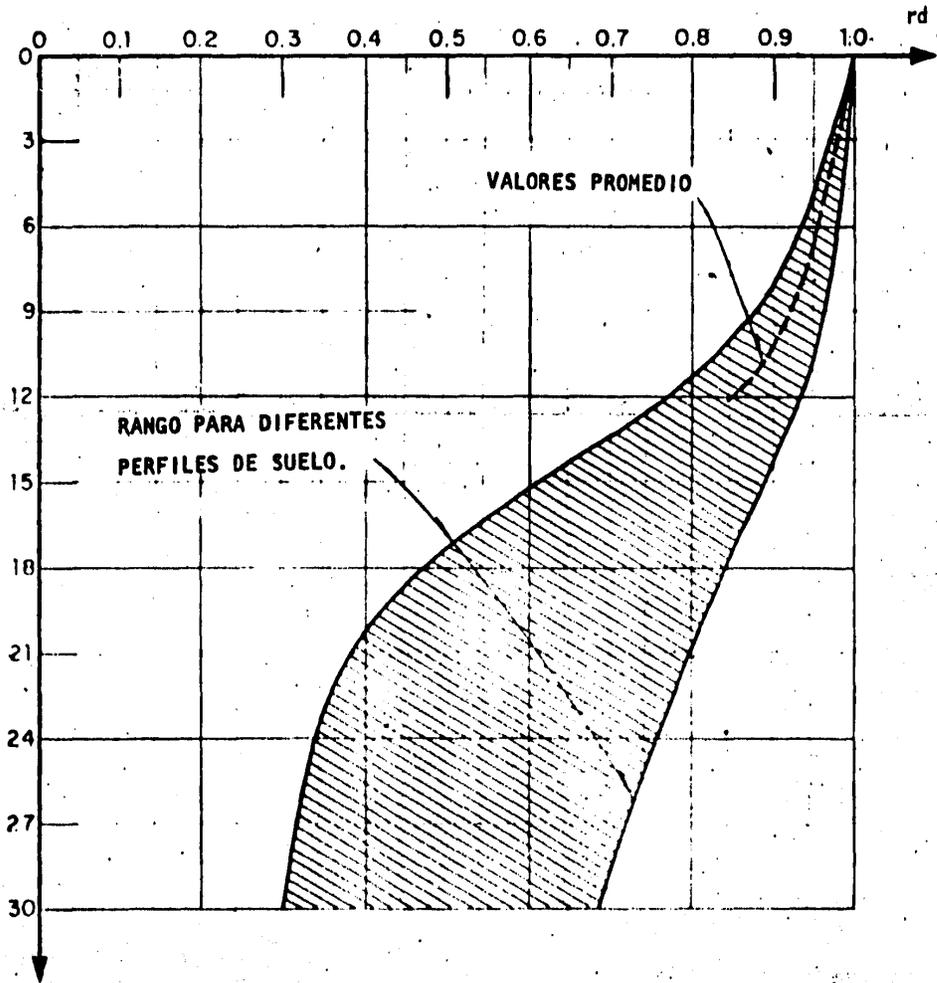


FIG 7. RANGO DE VALORES DE r_d . PARA DIFERENTES PERFILES DE SUELOS

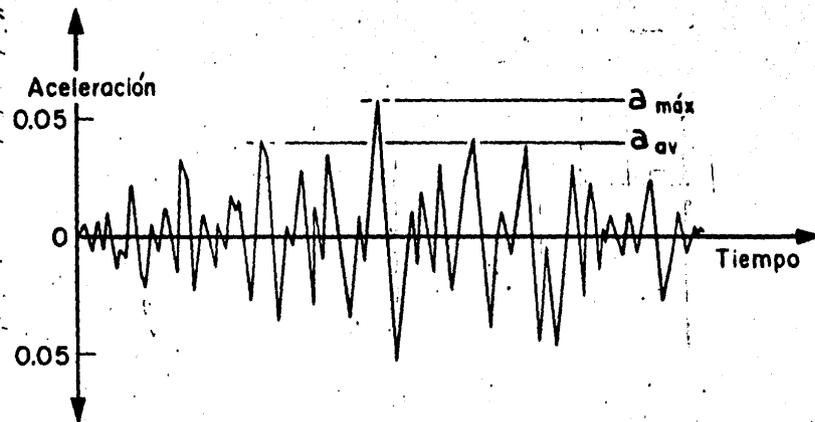


FIG 8. REGISTRO TÍPICO DE ACELERACIONES PRODUCIDAS
POR UN TEMBLOR.

Relación de esfuerzos causando licuación en 10 ciclos

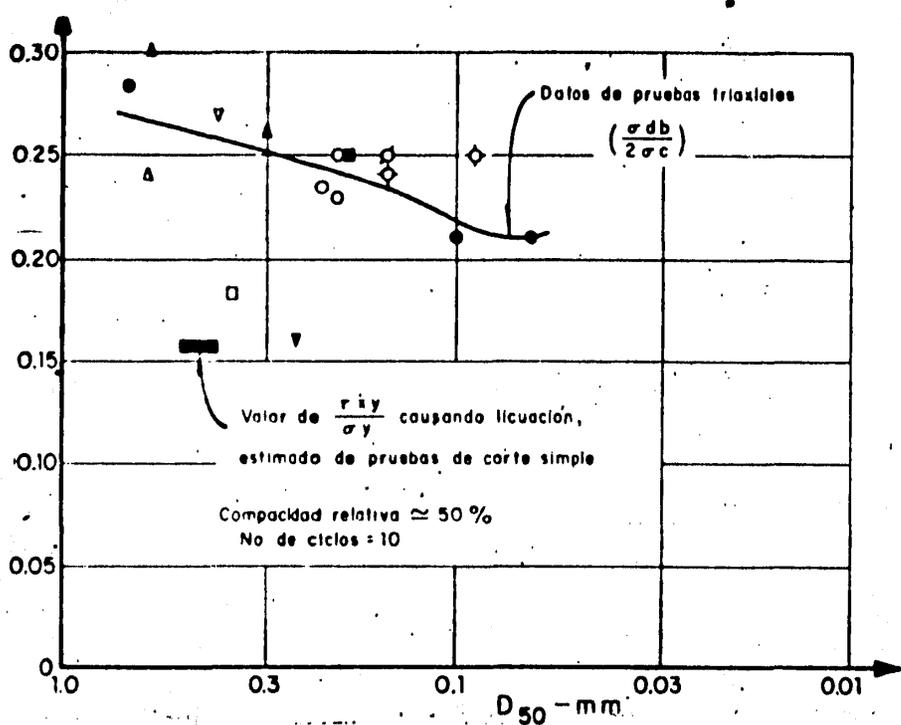


FIG 9. CONDICIONES DE ESFUERZO CAUSANDO LICUACION DE ARENAS EN 10 CICLOS.

Relación de esfuerzos causando licuación en 30 ciclos

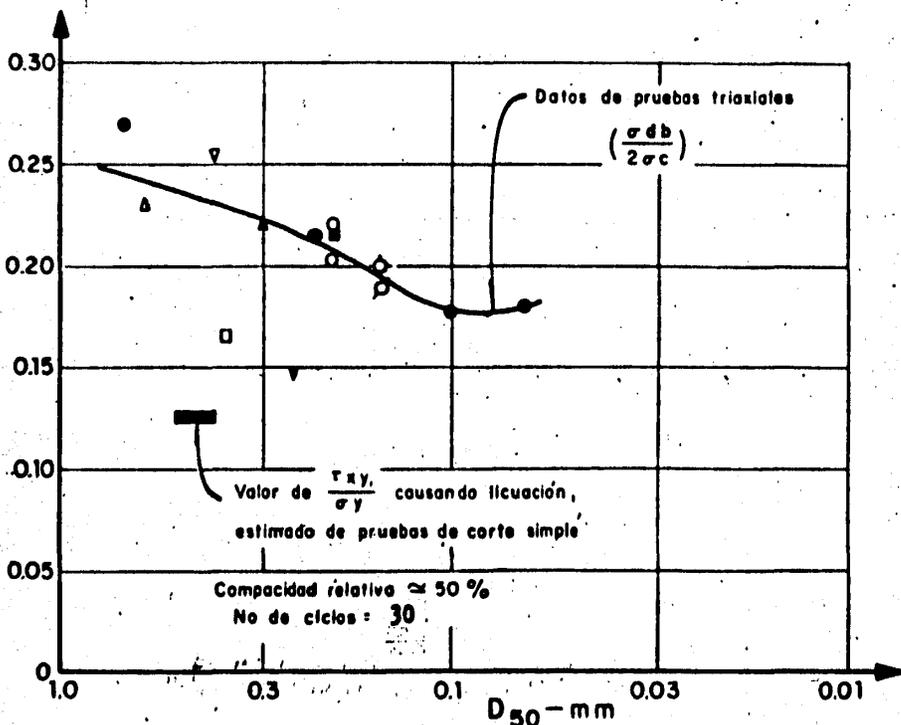
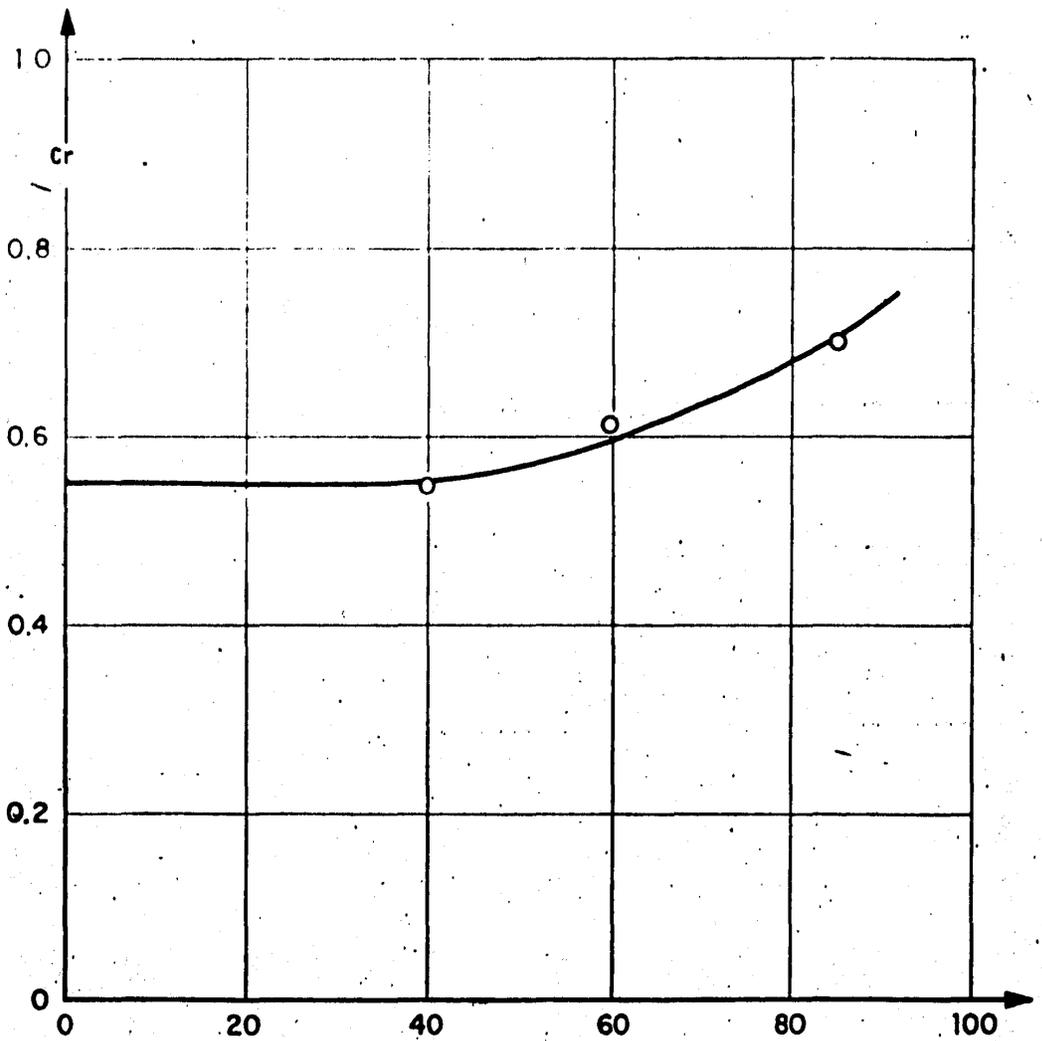


FIG.10 CONDICIONES DE ESFUERZO CAUSANDO LICUACION DE ARENAS EN 30 CICLOS.



COMPACIDAD RELATIVA-POR CIENTO

FIG 11. RELACION ENTRE C_r . Y LA COMPACIDAD RELATIVA.

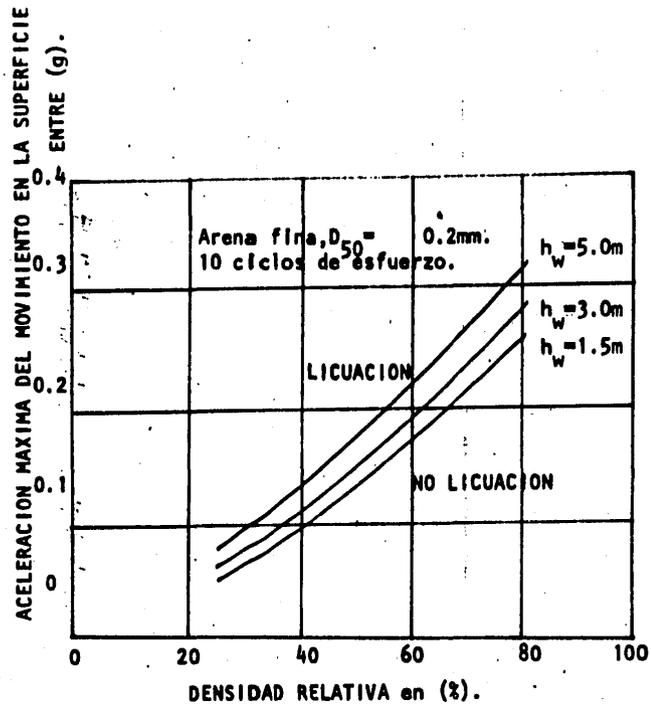


FIG.12.-EVALUACION DE LA LICUACION POTENCIAL EN ARENAS FINAS-10 CICLOS DE ESFUERZO.

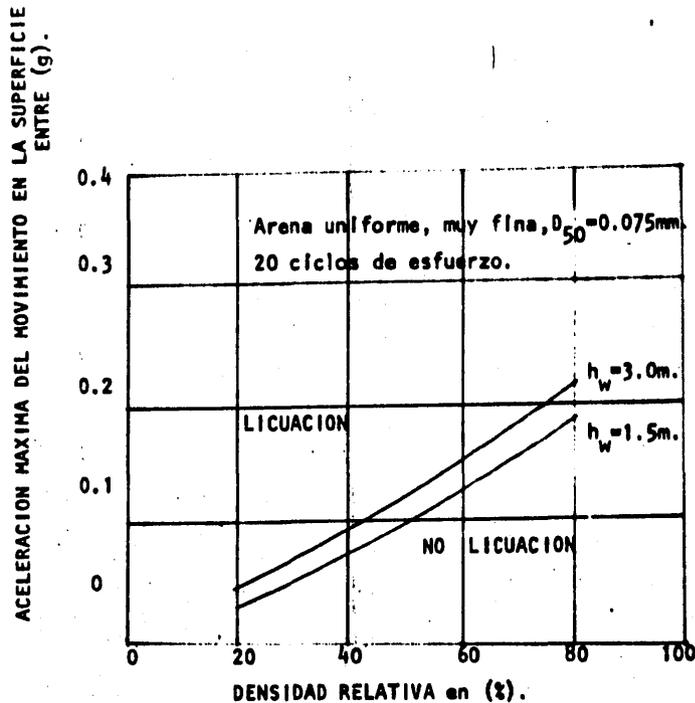
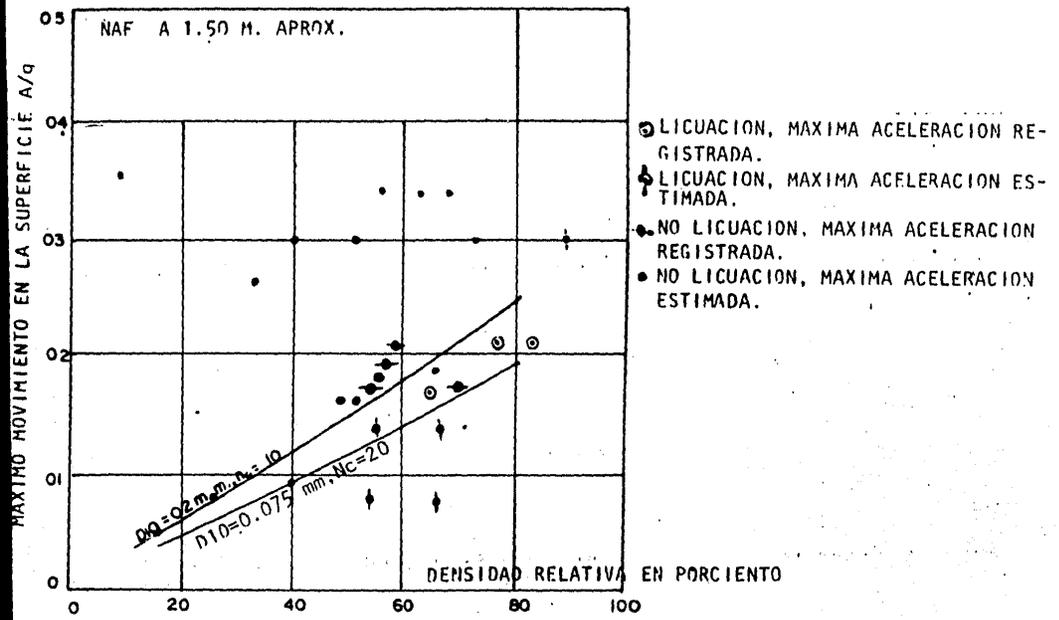
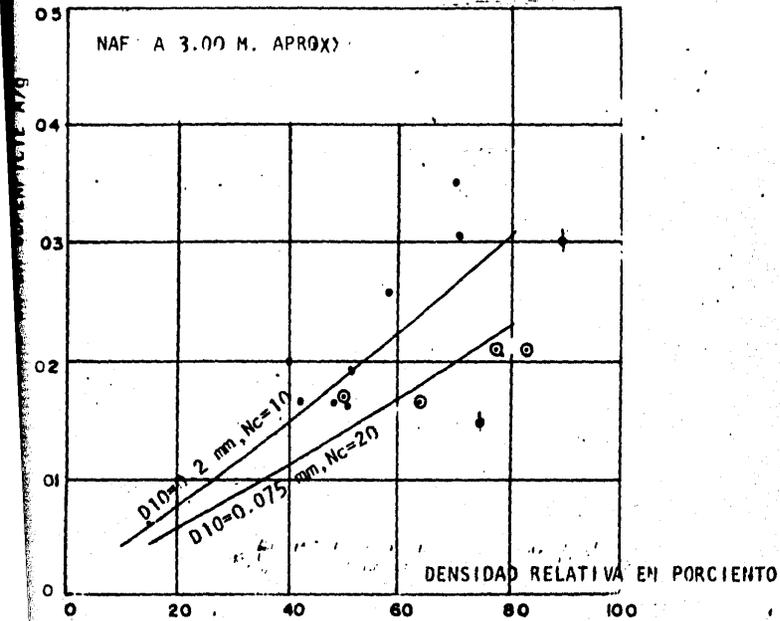


FIG.13.-EVALUACION DE LA LICUACION POTENCIAL EN ARENAS MUY FINAS-20 CICLOS DE ESFUERZO.



G. 14 EVALUACION DE LA LICUACION POTENCIAL EN ARENAS FINAS CON NAF. A 1.50m APROX.



G. 15 EVALUACION DE LA LICUACION POTENCIAL EN ARENAS FINAS CON NAF. A 3.00m. APROX.

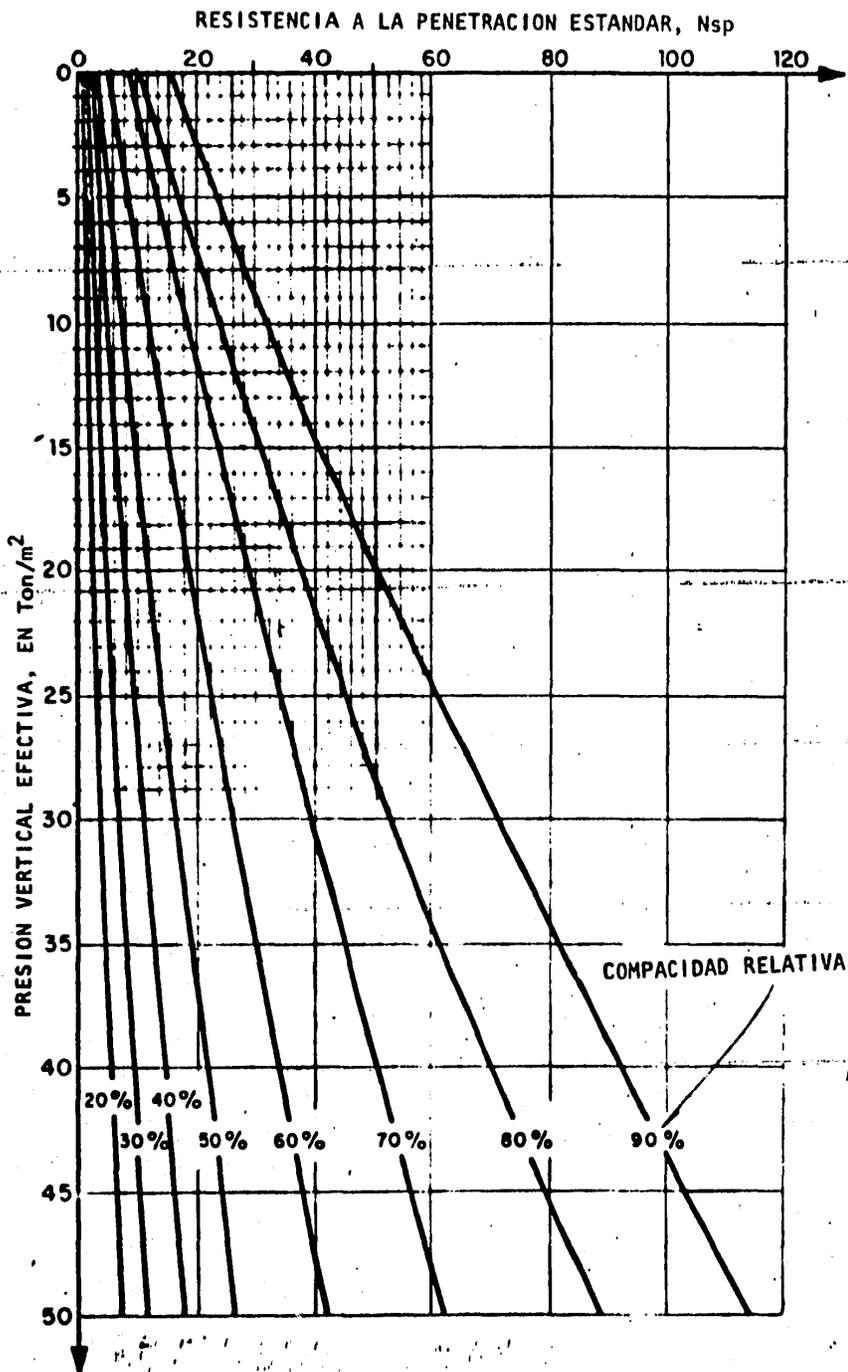


FIG 16. RELACION ENTRE LA RESISTENCIA A LA PENETRACION, COMPACIDAD RELATIVA Y PRESION VERTICAL

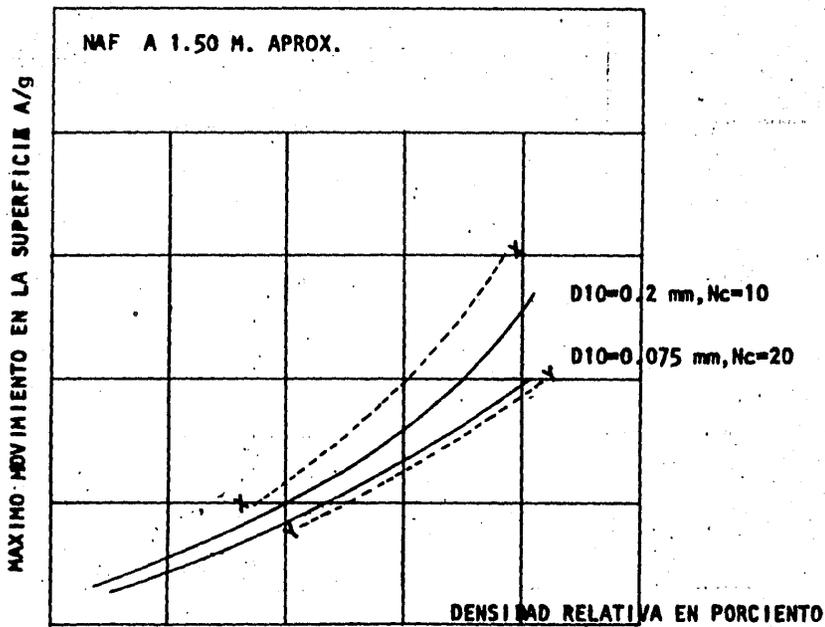


FIG.18 EVALUACION DE LA LICUACION POTENCIAL EN ARENAS CON NAF 1.5

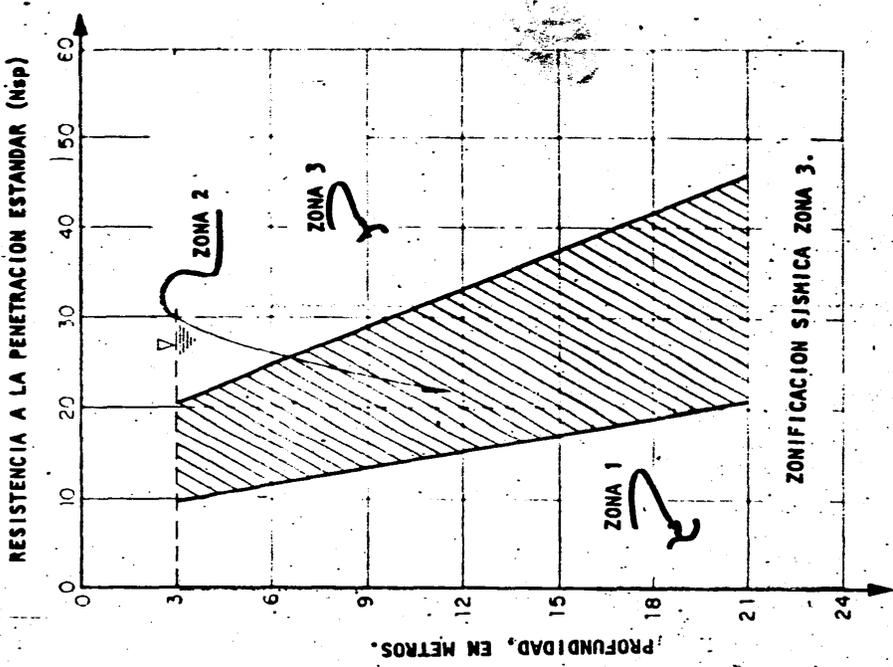
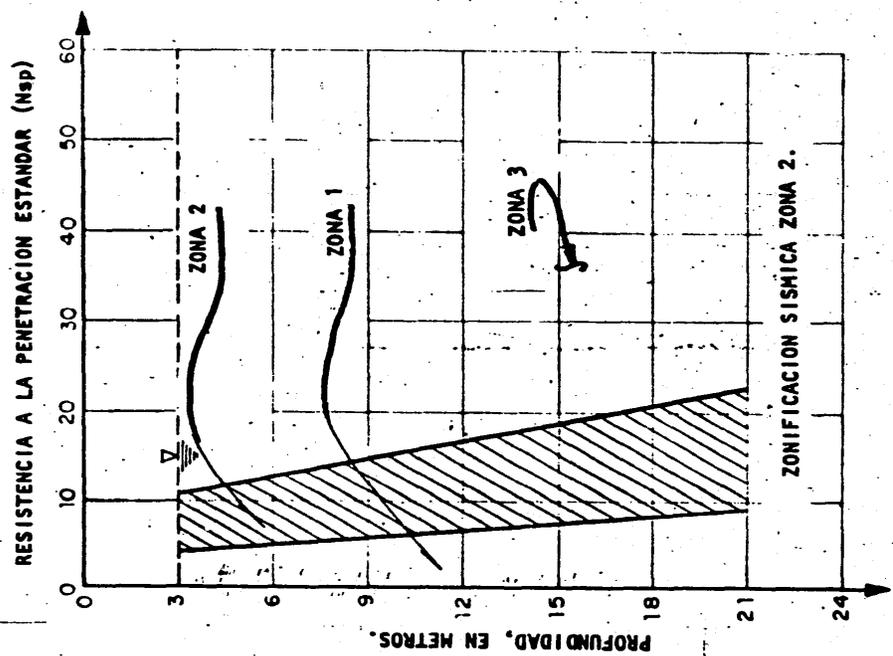


FIG. 19 LICUACION POTENCIAL EN ARENAS CON N.A.F. 1.5H

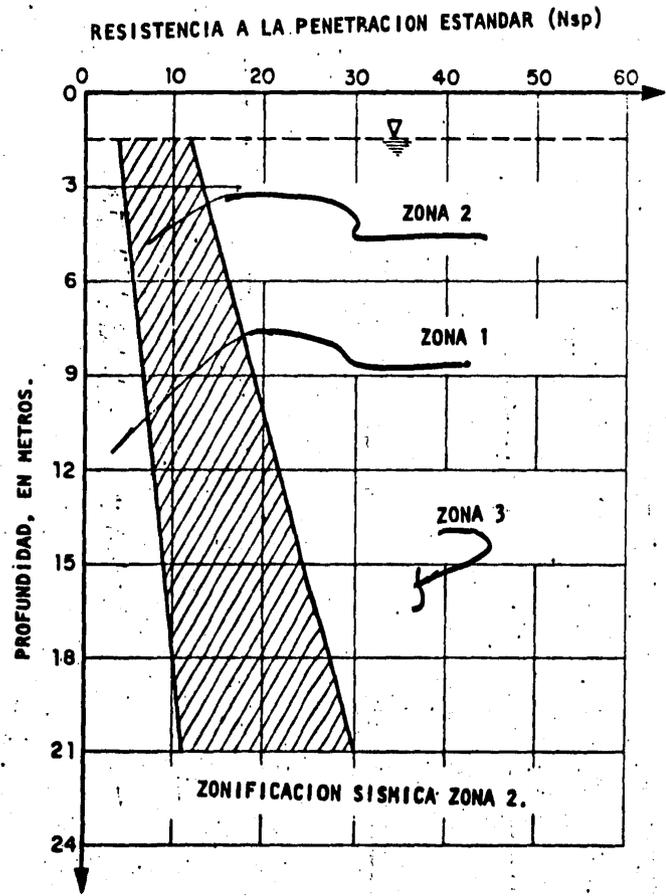


FIG. 20 LICUACION POTENCIAL EN ARENAS CON N.A.F. 3.00M

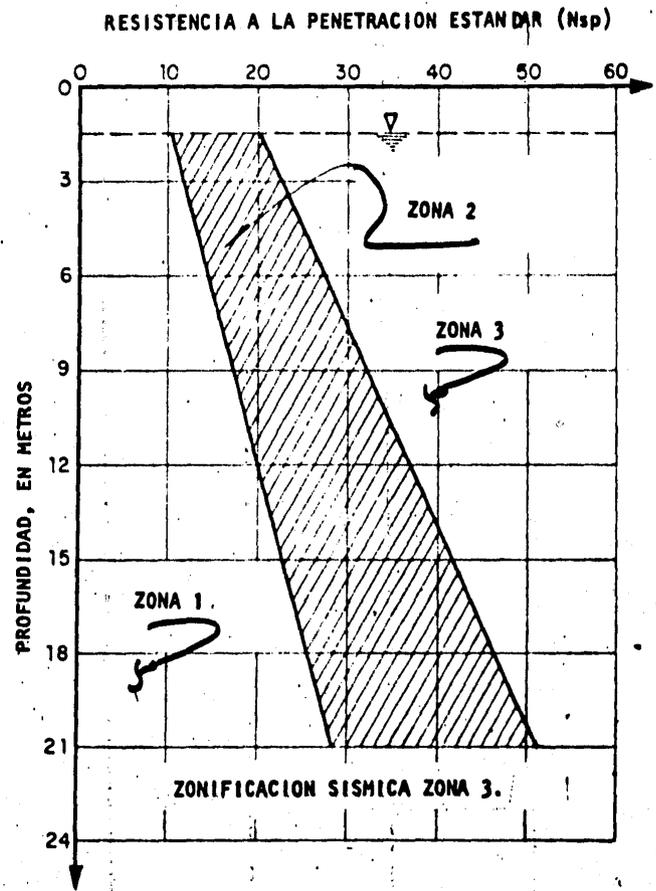
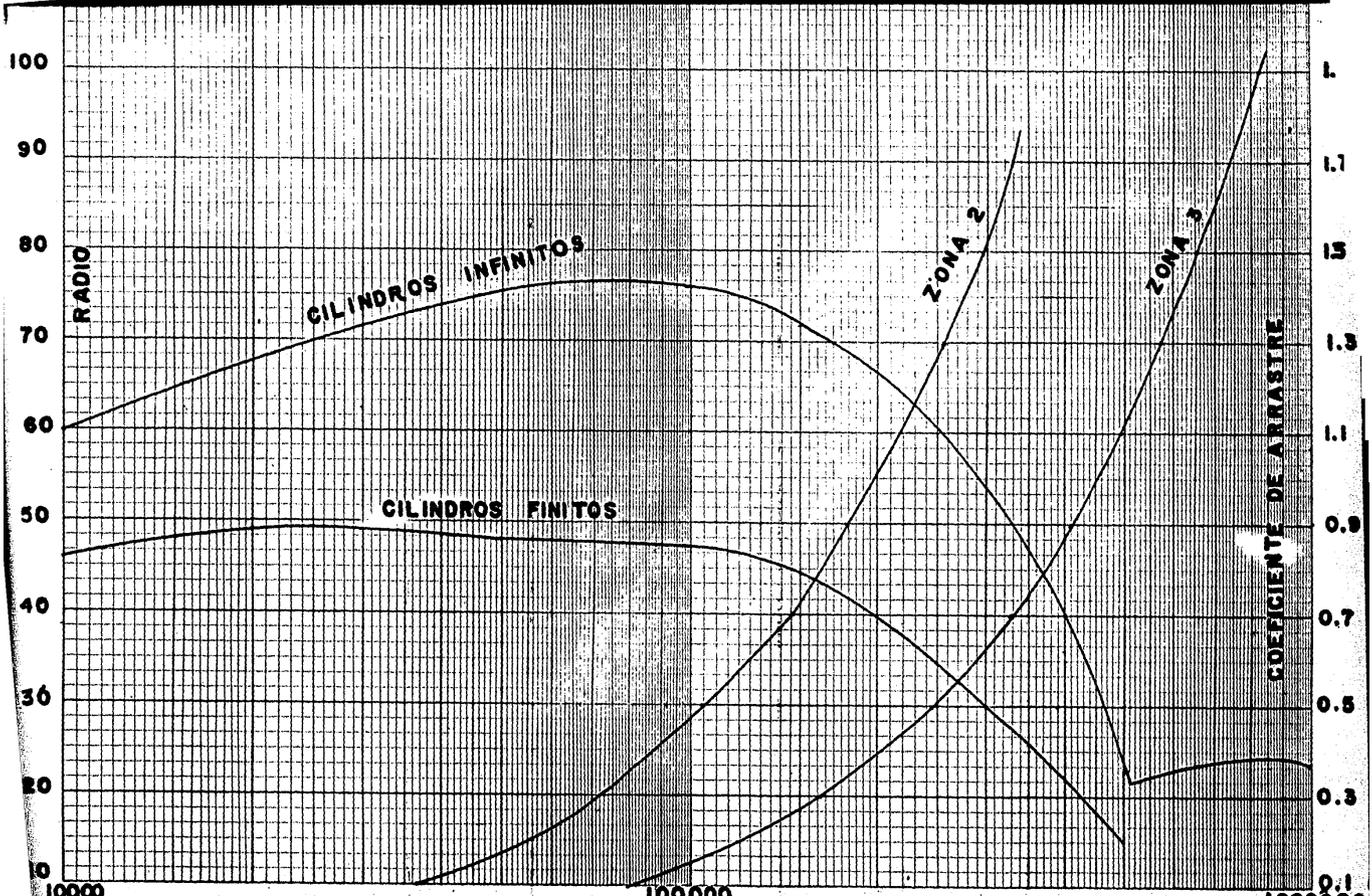


FIG. 20 LICUACION POTENCIAL EN ARENAS CON N.A.F. 3.00M



COEFICIENTE DE ARRASTRE EN FUNCION AL NUMERO DE REYNOLDS Y EL RADIO DEL PILOTE
 FIGURA 24

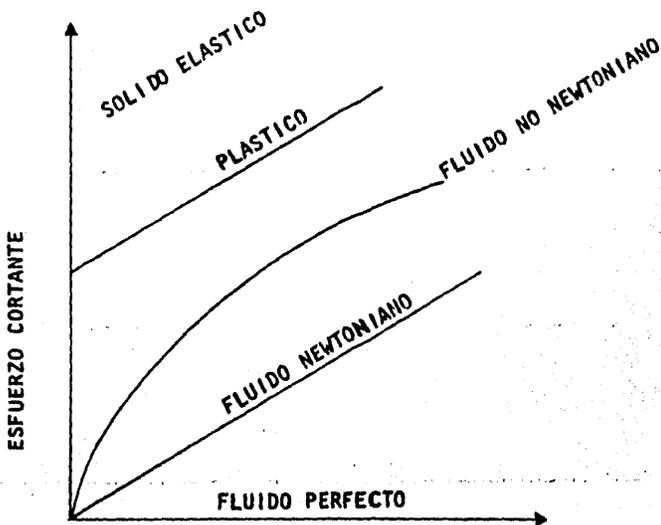
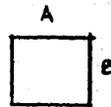
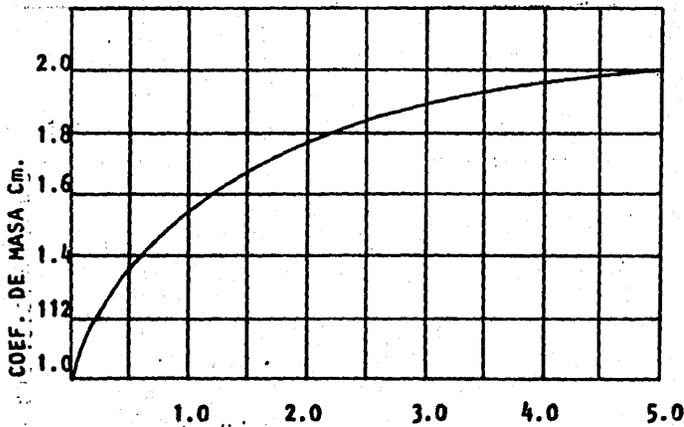


FIG. 21 RELACION DE ESFUERZO DE-FORMACION EN DIFERENTES ELEMENTOS.



A/B

COEFICIENTES DE SECCIONES RECTANGULARES

22 COEFICIENTES DE MASA EN SECCIONES RECTANGULARES

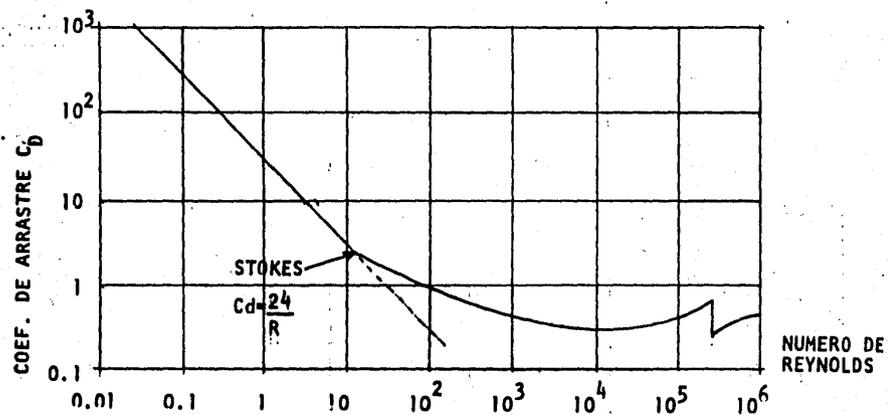


FIG. 24 COEFICIENTE DE ARRASTRE EN FUNCION DEL NUMERO DE REYNOLDS.

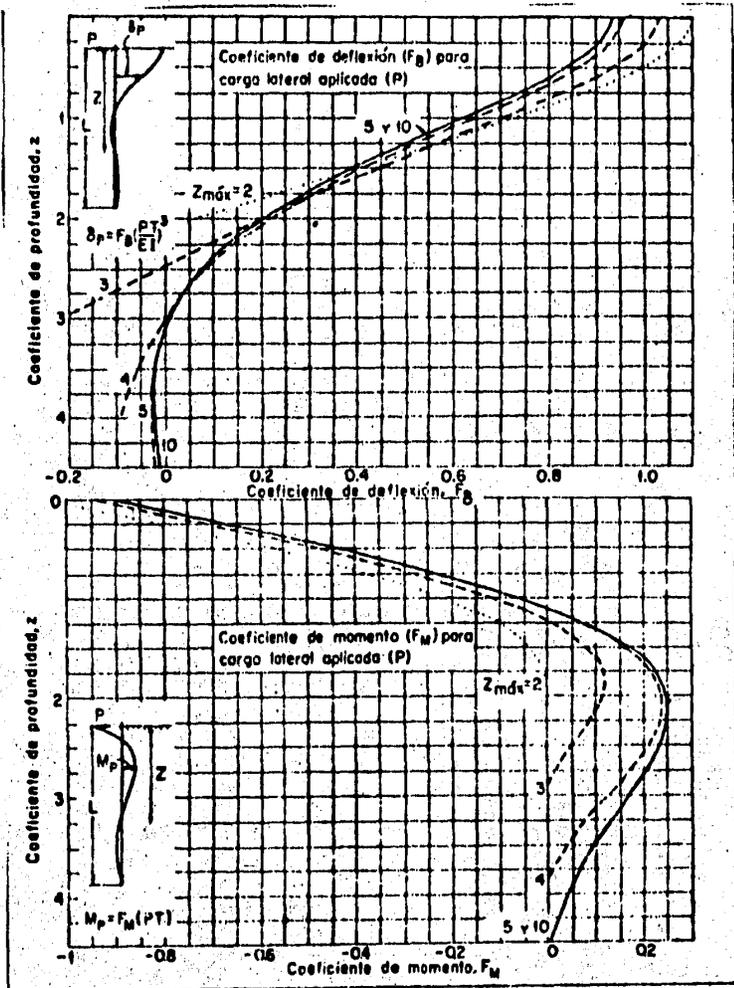


Fig. 24 Valores de influencia en pilotes cargados lateralmente
 Caso II. Se impide el giro al nivel de la superficie

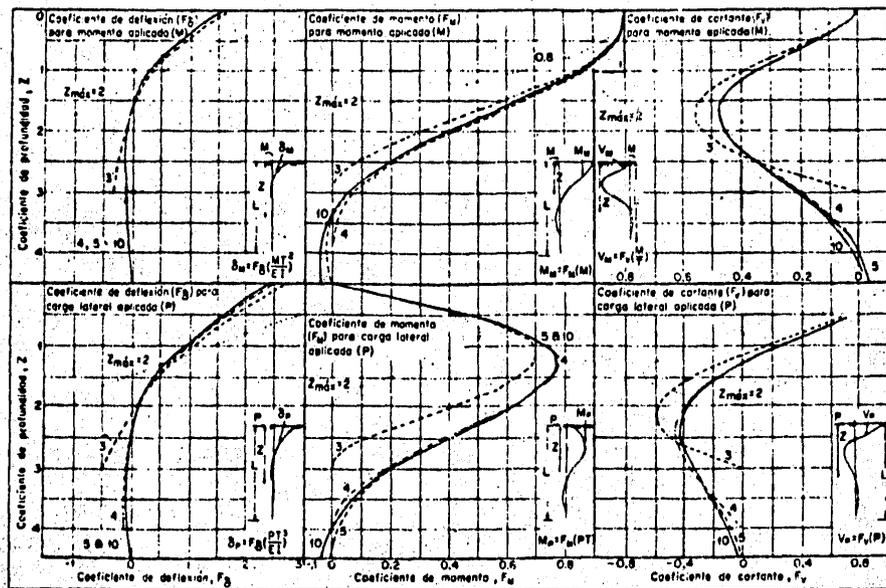


Fig.25. VALGRES DE INFLUENCIA PARA PILOTES CON CARGA LATRAL O MOMENTO APLICADOS CASO 1.

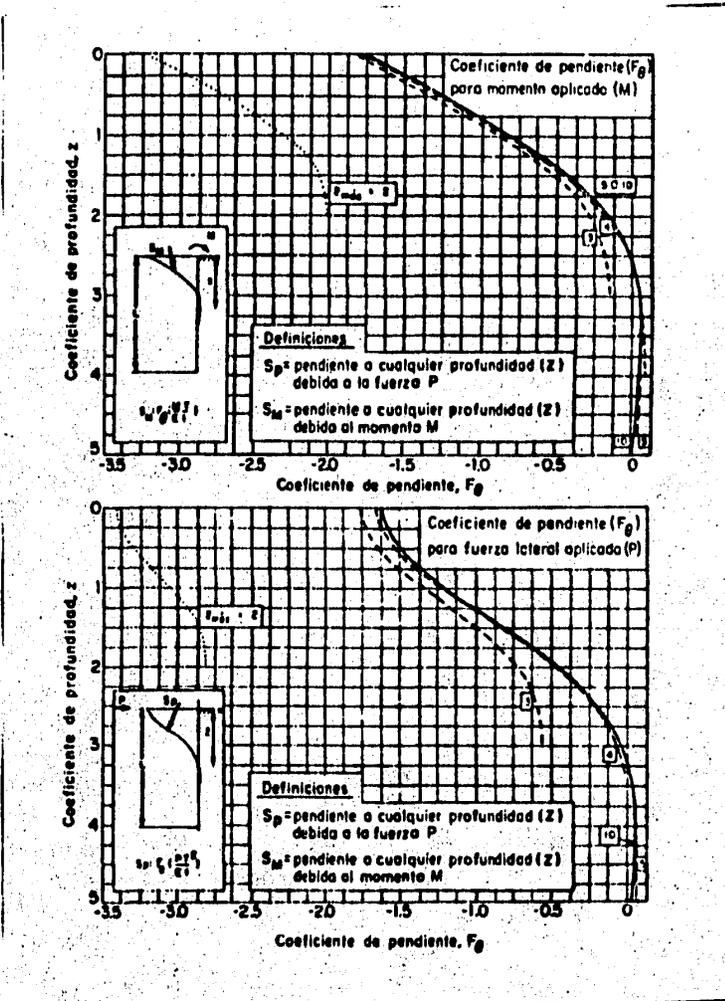


FIG. 26 - Coeficiente de pendiente para pilotes con carga lateral o momento

R E F E R E N C I A S

1. SEED H.B. Y K.L. LEE (1966) "LIQUEFACTION OF SATURATED - SANDS DURING CYCLIC LOADING", PROC ASCE, 92 (SM6), 105--134.
2. LEE, K.L. Y H. B. SEED (1967) "CYCLIC STREES CONDITIONS CAUSING LIQUEFACTION OF SAND", PROC ASCE, 93 (SM1), 47-70
3. FIM, PICKERING Y BRANSBY (1971) "SAND LIQUEFACTION IN -- TRIAXIAL AND SIMPLE SHEAR TESTS" JOURNAL OF SOIL MECHS -- AND FOUND. DIV ASCE.
4. FIM, PICHERING Y BRANSBY (1970) "EFFECT OF STRAIN HISTO- RY OF LIQUEFACTION OF SAND" PROC ASCE 96 (SM6), 1917-1934.
5. Castro, G. 1969 "LIQUEFACTION OF SANDS", HARVARD SOIL --- MECHS, SERIES, 81, CAMBRIGE, MASS. HARVARD UNIV.
6. MASLOV, N.N., 1957 "QUESTIONS OF SEISMIC STABILITY OF SUB Merged SANDY FOUNDATIONS AND STRUCTURES", PROC FOURTH --- WORLD CONF. SOIL MECHS A FOUND. ENGRG., 1, 368-371.
7. ROSS, GRANT A. SEED H.B. Y MI GLIACCIO R.R. (1969)"BRIDGE FOUNDATIONS IN ALASKA EARTHQUAKE" JOURNAL OF THE SOIL --- MECHS. AND FOUND DIVISION, ASCE, VOL. 95 (SM4) PROC. PAPEL 6664, JULIO 1969, 1007-1036.
8. KISHIDA, H. 1966 "DAMAGE TO REINFORCED CONCRETE BUILDINGS IN NIIGATA CITY WITH SPECIAL REFERENCE TO FOUNDATION --- ENGINEERING", SOIL AND FOUNDATION TOKYO, JAPON, VOL. VII No. 1, 71-88.

9. CASAGRANDE, A. (1936) "CHARACTERISTICS OF COHESIONLESS SOILS AFFECTING THE STABILITY OF SLOPES AND EARTH FILLS", JOURNAL, BOSTON SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, ENERO.
10. HOUSNER, G.W. (1964) "INTENSITY OF EARTHQUAKE GROUND SHAKING NEAR THE CAUSATIVE FAULT", PROCEEDINGS OF THE 3rd WORLD CONFERENCE ON EARTHQUAKE ENGINEERING, AUCKLAND, NEW ZELAND.
11. KAWASUMI, H. (1968) "HISTORICAL EARTHQUAKE IN THE DISTURBED AREA AND VICINITY", GENERAL REPORT ON THE NIIGATA EARTHQUAKE OF 1964, ELECTRICAL ENGINEERING COLLAGE PRESS, UNIVERSITY OF TOKYO, MARCH.
12. REPORT OF ANCHORAGE AREA SOIL STUDIES, ALASKA, SHANNON AND WILSON, INC., TO U.S. ARMY ENGINEER DISTRICT, ANCHORAGE, ALASKA, SEATTLE, WASHINGTON, 1964.
13. FLORIN E IVANOV, 1961, "LIQUEFACTION OF SATURATED SANDY SOILS" PROC. 5TH INTERNATIONAL CONF. OF SOIL MECHS. AND FOUND.ENG. PARIS, VOL. 1, 107-111.
14. WATERWAYS EXPERIMENTAL STATION (WES) (1956) "A REVIEW OF THE SOIL STUDIES" POTAMOLOGY INVESTIGATIONS REPORT No. 12-5, VICKSBURG, MISS.
15. OSHAKI, Y. (1969) "EFFECT OF SAND COMPACTION ON LIQUEFACTION DURING THE TOKACHI-OKI EARTHQUAKE" PRESENTADO AL 2nd. SEMINAR ON SOIL BEHAVIOR AND GROUND RESPONSE DURING EARTHQUAKES".
16. KISHIDA, H. (1969) "CHARACTERISTICS OF LIQUEFIED SANDS DURING MINO-OWARI, TOHNAMKAI AND FUKUJ EARTHQUAKES" SOILS AND FOUNDATIONS VOL. 9, No. 1, 75-92.

17. SEED, H.B. IDRISSE I.M., "SIMPLIFIED PROCEDURE FOR EVALUATING SOIL LIQUEFACTION POTENTIAL", JOURNAL OF THE SOIL MECHS. AND FOUND, DIV. PROC. ASCE, VOL. 97, SM9, SEPT 1971, 1249-1273.
18. SEED H. B. PEACOCK W.H. "APPLICABILITY OF LABORATORY TEST - PROCEDURES FOR MEASURING SOIL LIQUEFACTION CHARACTERISTICS - UNDER CYCLIC LOADING" EARTHQUAKE ENGINEERING RESERCH CENTER, REPORT No. EERC 70-8, NOV. 1970.
19. SEED H.B. IDRISSE I.M. "ANALISIS OF SOIL LIQUEFACTION NIIGATA EARTHQUAKE", JOURNAL OF THE SOIL MECHS. AND FOUND. DIVISION, ASCE, VOL. 93, No. SM3, PROC. PAPEL 4233, MAY, 1967, 83-108.
20. NIETO J.A., RESENDIZ D. "CRITERIOS DE DISEÑO PARA CIMENTACIONES DE MAQUINARIA", INFORME 131, INSTITUTO DE INGENIERIA, -- UNAM., JULIO 1967.
21. ESTEVA L., "REGIONALIZACION SISMICA DE MEXICO PARA FINES DE INGENIERIA", INFORME 246, INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM, --- ABRIL DE 1970.
22. NEWMARK, N.M., Y ROSENBLUETH E. "FUNDAMENTOS DE INGENIERIA - SISMICA" EDITORIAL DIANA, MEXICO JULIO 1976, CONTRAPORTADA - 467-469.
23. WIEGEL, R.L. COORDINATING EDITOR " EARTHQUAKE ENGINEERING" PRENTICE-HALL, ING., ENGLEWOOD, CLIFFS, N.J., 1970 CAPITULO 10.
24. COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD "MANUEL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, MEXICO 1970.
 - 24.1 SUELOS Y ROCAS
 - 24.2 ANALISIS ESTRUCTURAL
25. TERZAGHI, K., PECK, R.B., "SOIL MECHANICS IN ENGINEERING ---

PRACTICE", 1a. ED. JOHN WILEY AND SONS, N.Y. 1967.

26. LAMB, SIR HORACE, 1945, "HYDRODYNAMICS", 6TH, ED. DOVER, N.Y.
27. TERZAGHI, K. 1955, "EVALUATION OF COEFFICIENT OF SUBGRADE REACTION", AICE, GENTECNIQUE, VOL. V, LONDRES.

S I M B O L O S .

Simbolo	Representa
Dr.	Compacidad relativa
g.	Aceleración de la gravedad.
en.	Asentamiento promedio donde n es el número de la explosión.
Hn _z .	Espesor de un estrato.
emax.	Relación de vacíos máxima.
emin.	Relación de vacíos mínima.
enat.	Relación de vacíos in-situ.
Dx.	Diámetro promedio de la curva granulométrica de una arena con tamaño de partícula tal, que el x por ciento del material, en peso, es menor.
Nsp.	Número de golpes en la prueba de penetración estandar.
Z.	Profundidad en el método de Oshaki.
Cu.	Coefficiente de uniformidad.
σ_y	Presión efectiva de confinamiento.
amax.	Aceleración en la superficie del suelo.
τ_{max}	Esfuerzo cortante máximo.
γ	Peso volumétrico del suelo.
rd.	Coefficiente de reducción de esfuerzo.
τ_{av}	Esfuerzo cortante promedio.
Nc.	Número de ciclo significativo de esfuerzo.
σ_{dc}	Esfuerzo desviador ciclico.
σ_a	Presión inicial
σ'_0	Presión inicial efectiva.
() _{lx}	Subíndice que denota movilidad o licuación.
Kv.	Rigidez vertical .
A.	Area Transformada del pilote
E.	Módulo de elasticidad.
Lh.	Longitud efectiva de pilotes.
Kh.	Rigidez horizontal.
Kt.	Rigidez a la torsión.
r,	Radio del giro del sistema.
Xi.	Distancia del (i-ésimo pilote al eje.
m.	Coefficiente de corrección según Barkan.
n.	Número de pilotes.
Fm.	Fuerza virtual.
Mo.	Masa del suelo desplazado.
μ	Coefficiente de corrección.

Simbolo	Representa
Ms.	masa sumada dependiendo de la forma y dimensiones del pilote así como las características del suelo
a.	Aceleración del suelo que propicio licuación.
V.	Volumen desplazado.
e.	Densidad del suelo
C.	Coefficiente de masa.
FD.	Fuerza de arrastre.
v.	Velocidad del suelo.
CD.	Coefficiente de arrastre.
D.	Diametro o proyección transversal de un pilote.
T.	Factor de dureza relativo.
K.	Coefficiente apendice 3.
I	Momento de inercia.
L1.	Longitud de empotramiento.
Z Max.	Relación L1/T.
Cm	Coefficiente de masa.
e	Densidad.