

A-127



FACULTAD DE INGENIERIA

**evaluación
de la susceptibilidad
de licuación del subsuelo
de un almacén de urea,
en el área de pajaritos,
veracruz**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTA

VICTOR ELIAS ROSALES INZUNZA

MEXICO. 1979



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Indice General

INDICE GENERAL

		<u>PAGINA</u>
	<u>MATERIA</u>	
CAPITULO I	<u>GENERALIDADES SOBRE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.</u>	
I.1	Antecedentes	1
I.2	Prueba directa de la Resistencia al Esfuerzo Cortante.	7
I.3	Prueba de Compresión Triaxial en Suelos Friccionantes.	12
I.4	Resistencia al Esfuerzo Cortante de los Suelos "Friccionantes".	19
I.5	Criterios para la Determinación Práctica de la Resistencia al Esfuerzo Cortante de los Suelos	26
CAPITULO II	<u>EFFECTOS SISMICOS EN SUELOS GRANULARES.</u>	
II.1	Introducción	33
II.2	Fenómenos Inducidos por Sismo	36
II.3	Estudio de Densificación	37
II.4	Cálculo de Asentamientos	39
II.5	Perdida de Resistencia de Suelos Granulares "Licuación de Arenas"	41
II.5.1	Descripción del Fenómeno	43
II.5.2	Causas y Factores que Influyen en la Ocurrencia de la Licuación	44

	<u>PAGINA</u>
II.6	Relación de Vacíos Crítica 47
II.7	Métodos para Evaluar la Susceptibilidad a la Licuación de los Suelos 49
CAPITULO III	<u>APLICACION DE LA EVALUACION DE LICUACION A UN CASO PRACTICO EN EL AREA DE PAJARITOS, VERACRUZ</u>
III.1	Introducción 58
III.2	Descripción del Subsuelo en el Area de Pajaritos, Veracruz 60
III.2.1	La Llanura de Inundación 60
III.2.2	Intemperismo 61
III.2.3	Sismicidad 62
III.2.4	Zonificación 63
III.2.5	Lomas del Complejo Petroquímico 69
III.2.6	Desarrollo Estructural de la Zona 72
III.3	Descripción del Subsuelo en la Unidad de Pajaritos de Fertilizantes Mexicanos, S.A. 74
III.3.1	Trabajos de Campo 76
III.4	Evaluación de la Susceptibilidad de Licuación de las Areas Sueltas 80
III.4.1	Criterio de Kishida 81
III.4.2	Criterio de Oshaki 82
III.4.3	Criterio de Seed e Idriss 83

	<u>PAGINA</u>	
III.5	Análisis de la Cimentación	85
III.5.1	Capacidad de Carga de Pilotes Desplantados a la Elevación -22 m	86
III.5.2	Hundimientos por Consolidación de los Estratos Arcillosos	88
III.5.3	Movimientos Elásticos de los Suelos Arenosos	89
III.6	Observaciones y Recomendaciones al Proyecto	90
	CONCLUSIONES	93
	BIBLIOGRAFIA	96

Capitulo I

Generalidades sobre el Esfuerzo Cortante

I. GENERALIDADES SOBRE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.

I.1 Antecedentes.

El problema de la determinación al esfuerzo-cortante de los suelos puede decirse que constituye uno de los puntos fundamentales de toda la Mecánica de Suelos. En efecto, una valoración correcta de este concepto constituye un paso previo imprescindible para intentar, con esperanzas de éxito, cualquier aplicación de la Mecánica de Suelos al análisis de la estabilidad de las obras civiles.

Empero, debe hacerse notar que, quizá como ningún otro, este capítulo de la especialidad refleja las incertidumbres y encrucijadas científicas del momento. Gracias sobre todo a Coulomb, la Mecánica de Suelos tradicional había creído resolver el trascendental problema en forma satisfactoria; durante años, basándose en ideas sin duda más precisas que en otras anteriores, el ingeniero valió la resistencia al esfuerzo cortante y construyó obras de tierra con una tranquilidad que hoy se antoja exagerada. Una vez que, en épocas modernas y aprovechando desarrollos paralelos de la Teoría de la Plasticidad, se revisaron las ideas tradicionales sobre la resistencia de los suelos, se vio que aquellas podrían ser muy difícilmente sostenidas; de hecho, se hizo indispensable abandonarlas. Sin embargo,

la tecnología o investigación actuales no han sido capaces aún de sustituir el cuerpo de doctrina, sistematizado y completo del que antes se disponía, por otro análogo y acorde con las nuevas ideas; en lo que se refiere al problema de la resistencia al esfuerzo cortante, la Mecánica de Suelos está en una etapa de transición: la investigación moderna se ha mostrado iconoclasta con lo antiguo y, por otra parte, aún no le ha sido posible elaborar una doctrina completa y sistemática. Esta es una razón por la que -- aún hoy en muchos laboratorios de ingeniería de suelos se trabaja en estos terrenos, como si los últimos años no hubiesen transcurrido.

El primer trabajo en que seriamente trató de explicarse la génesis de la resistencia de los suelos es debido al conocido físico e ingeniero francés C.A. Coulomb (1776). La primera idea de Coulomb consistió en atribuir a la fricción entre las partículas del suelo la resistencia al corte del mismo y en extender a este orden de fenómenos las leyes que sigue la fricción entre cuerpos, según la Mecánica elemental.

Es sabido que si un cuerpo (Fig. I-1a) sobre el cual actúa una fuerza normal P , ha de deslizarse sobre una superficie rugosa, se encuentra que la fuerza F , necesaria para ello, resulta ser proporcional a P , teniéndose:

$$F = \mu P$$

donde μ , recibe el nombre de coeficiente de fricción entre las superficies en contacto.

Coulomb admitió que, en primer lugar, los suelos fallan por esfuerzo cortante a lo largo de planos de deslizamiento y que, esencialmente, el mismo mecanismo de fricción arriba mencionado rige la resistencia al esfuerzo cortante de, por lo menos, ciertos tipos de suelos. Dada una masa de suelo y un plano potencial de falla de la misma $\overline{AA'}$ (fig. I-1b) el esfuerzo cortante máximo susceptible de equilibrio y, por lo tanto, la resistencia al esfuerzo cortante del suelo por unidad de área en ese plano, es proporcional al valor de σ , presión normal en el plano $\overline{AA'}$, teniéndose:

$$\frac{F}{A} = S = \tau_{\max} = \sigma \tan \phi$$

Automáticamente nace así una ley de resistencia, según la cual la falla se produce cuando el esfuerzo cortante actuante, τ , alcanza un valor, S , tal que

$$S = \sigma \tan \phi \quad (I-1)$$

La constante de proporcionalidad entre S y σ , $\tan \phi$, fue definida por Coulomb en términos de un ángulo al cual él llamó "ángulo de fricción interna" y lo definió

como una constante del material.

De la ecuación (I-1) se deduce que la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos que la obedezcan debe ser nula para $\bar{V} = 0$. Basta tener en una mano entrea- bierta y una muestra de arena seca y suelta (por ejemplo, - arena de playa), en la cual obviamente puede considerarse $\bar{V} = 0$, para darse cuenta, al ver deslizar entre los dedos - a la arena que ese material es de los que para $\bar{V} = 0$ presen - tan una $S = 0$. Por otra parte, Coulomb pudo observar que, en otros materiales, tales como por ejemplo un fragmento - de arcilla, el sencillo experimento anterior conduce a o - tras conclusiones; en efecto, es un hecho que la arcilla - no deslizaría entre los dedos, de modo que ese material -- exhibe resistencia al esfuerzo cortante aún en condiciones en que el esfuerzo normal exterior es nulo. A los materia - les de este último tipo, Coulomb les asignó arbitrariamen - te otra fuente de resistencia al corte, a la cual llamó -- "cohesión" y consideró también una constante de los mate - riales. Es mas, Coulomb observó que en arcillas francas, - la resistencia parecía ser independiente de cualquier pre - sión normal exterior actuante sobre ellas y, por lo tanto - en dichos materiales parecía existir sólo cohesión, compor - tándose en definitiva como si en ellos $\phi = 0$. La ley de - resistencia de estos suelos será:

$$S = C$$

(I-2)

En general, según Coulomb, los suelos presentan características mixtas entre las antes enumeradas; es decir, presentan, a la vez "cohesión" y "fricción interna" por lo que puede asignárseles una ley de resistencia que sea una combinación de las ecuaciones (I-1) y (I-2). Esta ecuación, tradicionalmente conocida en Mecánica de Suelos con el nombre de Ley de Coulomb podría escribirse:

$$S = C + \sigma \tan \phi \quad (I-3)$$

Así, las ecuaciones (I-1) y (I-2) pueden verse como casos particulares de una ley más general. Un suelo cuya resistencia al esfuerzo cortante pueda representarse por una ecuación del tipo (I-1) se ha llamado tradicionalmente "suelo puramente friccionante", así como un suelo que satisfaga la ley (I-2) ha recibido el nombre de puramente "cohesivo".

Estos términos aún son usados en la actualidad por muchos ingenieros, aunque el significado íntimo de las expresiones se haya modificado considerablemente, respecto al pensamiento original de Coulomb.

La ecuación (I-3) fue usada por más de un siglo y sirvió de base para la elaboración de teorías de presión de tierra, capacidad de carga y métodos de análisis de la estabilidad de terraplenes y presas de tierra.

No obstante, los ingenieros con ciertas dotes de observación empezaron a notar las fuertes discrepancias que existían entre la realidad y lo que alguno de ellos llegó a denominar teorías de "libros de texto". En 1925 Terzaghi estableció, con base en serias investigaciones experimentales, comenzadas alrededor de 1920, que en las ecuaciones (I-2) y (I-3) la presión normal total debería sustituirse por la presión intergranular, de modo que la presión que se admite controla los fenómenos de resistencia al esfuerzo cortante, o sea la presión efectiva, no es la total, sino la intergranular. Actualmente es común considerar los términos intergranular y efectiva como sinónimos al ser aplicados a presiones. La ecuación (I-3) se modificó así para tomar la forma:

$$S = c + (\bar{\sigma} - U_n) \tan \phi \quad (I-4)$$

En donde, como es usual, U_n representa la presión neutral en el agua. La modificación de Terzaghi tomó en cuenta, por primera vez la trascendental influencia del agua contenida en el suelo. Pronto se descubrió que el valor de U_n , depende no sólo de las condiciones de la carga, sino también y en forma muy notable, de la velocidad de aplicación de ella, lo que condujo a distinguir el valor de la resistencia "lenta" de la "rápida"; más adelante, habrá ocasión de extender estas ideas.

Posteriormente, Hvorslev hizo notar que el valor de la "cohesión" de las arcillas saturadas no era -- una constante, sino que resultaba ser función de su contenido de agua. Por lo tanto, la ecuación (I-3) debe escribirse ahora:

$$S = f(w) + (\bar{U} - U_n) \tan \phi \quad (I-5)$$

Es interesante hacer notar que la contribución de Hvorslev destruyó de una vez por todas, la idea, -- en sí insostenible, de que C fuese una constante del material.

La ley (I-5) es lineal en un diagrama $\bar{U} - S$ para todo valor de \bar{U} . Las ideas más recientes sobre el tema, aplicadas a suelos compresibles, hacen necesario establecer una distinción entre las arcillas normalmente consolidadas, para las que la ley lineal parece seguir siendo satisfactoria, con la ordenada en el origen nula ($c=0$) y -- las preconsolidadas, en las que la ley lineal ha tenido -- que ser sustituida por otra más complicada.

I.2 Prueba Directa de la Resistencia al Esfuerzo Cortante.

Durante muchos años, la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante fue prácticamente la única -- usada para la determinación de la resistencia de los suelos; hoy, aún cuando conserva interés práctico debido a su

simplicidad, ha sido sustituida en buena parte por las pruebas de compresión triaxial.

Un esquema del aparato necesario para efectuar la prueba se presenta en la Fig. I-2.

El aparato consta de dos marcos, uno fijo y otro móvil, que contienen a la muestra del suelo.

Dos piedras porosas, una superior y otra inferior, proporcionan drenaje libre a muestras saturadas, cuando se desee y se sustituyen simplemente por placas de confinamiento, al probar muestras secas.

La parte móvil tiene un aditamento al cual es posible aplicar una fuerza rasante, que provoca la falla del espécimen a lo largo de un plano que, por la construcción del aparato, resulta bien definido. Sobre la cara superior del conjunto se aplican cargas que proporcionan una presión normal en el plano de falla, σ , graduable a voluntad. La deformación de la muestra es medida con extensómetros, tanto en dirección horizontal como en vertical (Fig. I-3).

Es sabido que cuando un material falla en una prueba de resistencia su curva esfuerzo-deformación, será semejante a alguno de los dos arquetipos que aparecen en la Fig. 1.4.

La curva llena de (a), es representativa de materiales llamados de "falla frágil", y se caracteriza por que después de llegar el esfuerzo a un máximo bien definido (resistencia) desciende rápidamente, al aumentar la deformación. La curva (b) corresponde a materiales de "falla plástica", en los que la falla se produce a un esfuerzo que se sostiene aunque la deformación aumente; la falla no está bien definida, habiendo en realidad lo que suele denominarse un flujo del material, bajo esfuerzo constante.

Uno de los inconvenientes más importantes de la prueba de resistencia al esfuerzo cortante directa, es que su uso debe restringirse a los suelos de falla plástica, debiendo no efectuarse en suelos frágiles, pues la curva esfuerzo-deformación obtenida para éstas, resulta desplazada hacia valores menores del esfuerzo respecto a la que se obtendría con pruebas más adecuadas, proporcionando, -- por lo tanto, valores menores de la resistencia (curva discontinua de la Fig. 4-a). El hecho puede explicarse como sigue: Cuando se inicia el movimiento del marco móvil, la deformación tangencial en la superficie de falla $\overline{A'B'}$ no es uniforme, sino que existen concentraciones de deformación en las zonas próximas a A' y B' , que son menores en el centro de la muestra. A estas diferentes deformaciones corresponden diferentes esfuerzos en un material frágil, y cuando las zonas A' y B' alcancen la deformación y el es -

fuerzo de falla, en el centro de la muestra obrarán esfuerzos mucho menores; al proseguir la deformación la falla progresa hacia el centro de la muestra y las zonas extremas, ya falladas, estarán trabajando a un esfuerzo mucho menor que el de falla (falla progresiva). El extensómetro horizontal mide lo que podría considerarse la deformación media de la superficie de falla, y así la resistencia medida en la prueba, en el momento en que la falla se presente en un suelo frágil, es un promedio de los esfuerzos actuantes que no representa la máxima resistencia, sino que es menor. Esto no sucede en los suelos de falla plástica, pues una vez alcanzada la falla en todos los puntos de la sección crítica los esfuerzos son iguales, independientemente de cualquier concentración de la deformación tangencial; en este caso el esfuerzo promedio representa el máximo de falla.

El grado en que el mecanismo de falla progresiva afecta los resultados de una prueba, está teóricamente representado por la diferencia de esfuerzos de los puntos 1 y 2 de la Fig. I-4.a.

Esta diferencia depende de varios factores de los que el más importante es la diferencia que, a su vez, exista entre la resistencia máxima (punto 2) y lo que suele denominarse resistencia última del material (punto 3).-

Así, cuando al efectuarse una prueba se encuentre que la diferencia entre la resistencia máxima y última sobre la curva real obtenida en el laboratorio sea grande respecto al valor de la resistencia máxima, podrá pensarse que, en ese suelo, el mecanismo de falla progresiva fue de importancia, y por lo tanto la resistencia obtenida será muy conservadora respecto a la real.

En la práctica, sobre todo en el análisis -- que se refiera a cuestiones de estabilidad, es conveniente distinguir entre la falla en puntos aislados y la falla -- del conjunto de la masa de suelo. En teoría de estructuras, cuando se usa un criterio "elástico" de diseño, es norma -- calcular los distintos elementos de modo que en ningún punto de ellos se sobrepase el esfuerzo de falla. En Mecánica de Suelos suele seguirse otro criterio, por otra parte, -- también ampliamente usado en la teoría de las estructuras, según el cual no es objetable que ciertas zonas de la masa hayan sobrepasado su resistencia elástica y estén en estado plástico confinado, siempre y cuando el conjunto esté -- en razonables condiciones de seguridad.

Se sigue que la prueba de que se está tratando, únicamente puede usarse en suelos de falla plástica, -- como son las arcillas blandas y las arenas sueltas. En arcillas rígidas y arenas compactas, la prueba conduce a re-

sultados por lo general demasiado conservadores.

Otro inconveniente que suele citarse para la prueba, es el hecho de que el área de la sección crítica está, en realidad, variando durante la aplicación de la fuerza tangencial, lo cual conduciría a efectuar correcciones, que normalmente no suelen hacerse.

I.3 Prueba de Compresión Triaxial en Suelos Friccionantes.

Las pruebas de compresión triaxial que se utilizan para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, son las mismas tanto para suelos friccionantes que para suelos cohesivos o mezclas de los dos.

Las pruebas de compresión triaxial, teórica - mente son pruebas en que se podrían variar a voluntad las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma completa. En realidad y buscando sencillez en su realización, en las pruebas que hoy se efectúan, los esfuerzos en dos direcciones son iguales. Los especímenes son usualmente cilíndricos y están sujetos a presiones laterales de un líquido, generalmente -- agua, del cual se protegen con una membrana impermeable. - Para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética, de lu

cita, con bases metálicas (Fig. I-5). En las bases de las muestras se colocan piedras porosas, cuya comunicación con una bureta exterior puede establecerse a voluntad con segmentos de tubo plástico (tubo Sarán). El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara.

Hoy las pruebas triaxiales pueden clasificarse en dos grandes grupos: Pruebas de compresión y de extensión.

Las de compresión son aquellas en las que la dimensión original axial del espécimen disminuye, y las de extensión, aquellas en las que dicha dimensión se hace aumentar durante la prueba.

La resistencia al esfuerzo cortante, sobre todo en suelos "cohesivos", es variable y depende de diversos factores circunstanciales. Al tratar de reproducir en el laboratorio las condiciones a que el suelo estará sujeto en la obra de que se trate, será necesario tomar en cuenta cada uno de esos factores, tratando de reproducir las condiciones reales de ese caso particular. Por ello no es posible pensar en una prueba única que refleje todas las posibilidades de la naturaleza. Parece que, en cada caso,-

debería montarse una prueba especial que lo representará fielmente; sin embargo, es obvio que esto no es práctico, dado el funcionamiento de un laboratorio común. Lo que se ha hecho es reproducir aquellas circunstancias más típicas e influyentes en algunas pruebas estandarizadas. Estas pruebas se refieren a comportamientos y circunstancias extremas; sus resultados han de adaptarse al caso real, interpretándolos con un criterio sano y teniendo siempre presente las normas de la experiencia.

Las pruebas triaxiales suelen considerarse constituidas por dos etapas; la primera es aquella en que se aplica a la muestra la presión de cámara ($\bar{\sigma}_c$); durante ella puede o no permitirse el drenaje de la muestra, abriendo o cerrando la válvula de salida del agua a través de las piedras porosas (Fig. I-5). En la segunda etapa, de carga propiamente dicha, la muestra se sujeta a esfuerzos cortantes, sometiéndola a esfuerzos principales que ya no son iguales entre sí; esto requiere variar la presión que comunica el vástago, de acuerdo con alguna de las líneas de acción ya mencionadas (pruebas de compresión o de extensión); esta segunda etapa puede también ser o no drenada, según se maneje la misma válvula mencionada. En realidad, la alternativa en la segunda etapa sólo se presenta si la primera etapa de la prueba fue drenada, pues no tiene mucho sentido permitir drenaje en la segunda etapa, después de no

haberlo permitido en la primera.

La descripción de las pruebas se hace con base en la más familiar, que es la prueba de compresión aumentando el esfuerzo axial por aplicación de una carga a través del vástago.

a) Prueba Lenta (Símbolo L). Prueba con Consolidación y con Drenaje.

La característica fundamental de la prueba es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos. Primeramente se sujeta al suelo a una presión hidrostática (\bar{u}_c), teniendo abierta la válvula de comunicación con la bureta y dejando transcurrir el tiempo necesario para que haya completa consolidación bajo la presión actuante. Cuando el equilibrio estático interno se haya restablecido, todas las fuerzas exteriores estarán actuando sobre la fase sólida del suelo; es decir, producen efectos efectivos, en tanto que los esfuerzos neutrales en el agua corresponden a la condición hidrostática. La muestra es llevada a la falla a continuación aplicando la carga axial en pequeños incrementos, cada uno de los cuales se mantiene el tiempo necesario para que la presión en el agua, en exceso de la hidrostática, se reduzca a cero.

b) Prueba Rápida-Consolidada (Símbolo Rc). Prueba con Consolidación y sin Drenaje

En este tipo de prueba, el espécimen se-

consolida primeramente bajo la presión hidrostática \bar{U}_c , como en la primera etapa de la prueba lenta; así, el esfuerzo \bar{U}_c llega a ser efectivo (\bar{U}_c), actuando sobre la fase sólida del suelo. En seguida, la muestra es llevada a la falla por un rápido incremento de la carga axial, de manera que no se permita cambio de volumen. El hecho esencial de este tipo de prueba es el no permitir ninguna consolidación adicional durante el período de falla, de aplicación de la carga axial. Esto se logra fácilmente en una cámara de compresión triaxial cerrando la válvula de salida de las piedras porosas a la bureta; una vez hecho esto, el requisito es cumplido independientemente de la velocidad de aplicación de la carga axial; sin embargo, parece no existir duda de que esa velocidad influye en la resistencia del suelo, aún con drenaje totalmente restringido.

En la segunda etapa de una prueba rápida consolidada, podría pensarse que todo el esfuerzo desviador fuera tomado por el agua de los vacíos del suelo en forma de presión neutral; ello no ocurre así y se sabe qué parte de esa presión axial es tomada por la fase sólida del suelo, sin que, hasta la fecha, se hayan dilucidado por completo ni la distribución de esfuerzos, ni las razones que la gobiernan. De hecho no hay ninguna razón en principio para que el esfuerzo desviador sea íntegramente tomado por el agua en forma de presión neutral; si la muestra estuvie

se lateralmente confinada como en el caso de una prueba de consolidación, si ocurriría esa distribución simple del es fuerzo vertical, pero en una prueba triaxial la muestra de be deformarse lateralmente y, por lo tanto, su estructura toma esfuerzos cortantes desde un principio.

c) Prueba Rápida (Símbolo R). Prueba sin Consolidación y sin Drenaje.

En este tipo de prueba, no se permite en ninguna etapa consolidación de la muestra. La válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta permanece siem pre cerrada impidiendo el drenaje. En primer lugar se apli ca al espécimen una presión hidrostática y, de inmediato, se hace fallar al suelo con la aplicación rápida de la car ga axial. Los esfuerzos efectivos en esta prueba no se conocen bien, ni tampoco su distribución en ningún momento, sea anterior o durante la aplicación de la carga axial.

En suelos "puramente friccionantes", tales como las arenas limpias, las pruebas de compresión - triaxial arriba mencionadas encuentran para su ejecución el inconveniente de orden práctico de no poderse labrar un espécimen apropiado, por desmoronarse el material durante la operación; aún si se trabaja con muestras alteradas, la preparación de la muestra resulta complicada e insegura. La dificultad puede subsanarse con muestras alteradas secas usando la prueba al vacío. La esencia de la prueba con

siste en aplicar el esfuerzo lateral C_c por medio de un vacío que se comunica a una muestra de arena, previamente en vuelta en una membrana de hule; este vacío cumple también la misión de proporcionar soporte a la arena impidiendo -- que se derrumbe.

El hecho de que la prueba al vacío haya de ser efectuada en muestras alteradas secas no le resta -- mucho valor práctico a sus conclusiones en lo que se refiere a las aplicaciones, por ejemplo a un análisis de estabilidad de un talud o de capacidad de carga de un estrato, -- pues las características de esfuerzo-deformación y resistencia de una arena natural pueden considerarse sensiblemente iguales a las de una muestra alterada en la cual se hayan reproducido las condiciones de compacidad relativa -- del campo. Por otra parte la prueba da buena idea del comportamiento mecánico de arenas saturadas, similar, según -- queda dicho, al de las secas, siempre y cuando se les considere la presión efectiva como presión actuante.

Sea con la prueba al vacío aquí mencionada o con otros tipos de pruebas especiales que no se discuten, es posible realizar una investigación de las características de resistencia de las arenas a la compresión -- triaxial.

Por otra parte, es de interés hacer no --

tar que en cuanto la arena posea algo de cementación natural ya es posible someterla a pruebas triaxiales convencionales.

I.4 Resistencia al Esfuerzo Cortante de los Suelos "Friccionantes".

Se suelen considerar como suelos puramente friccionantes, las arenas limpias, las gravas limpias y los enrocamientos (aunque estos últimos caigan fuera de la categoría de los suelos definidos en forma tradicional) y las combinaciones de tales materiales.

Los criterios que se describen a continuación se refieren a la prueba directa de esfuerzo cortante, por simplicidad y buscando mayor claridad de exposición.

La explicación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos friccionantes parte de los mecanismos de la fricción mecánica, presentados en la Fig. I-1, - pero para una aplicación más estricta de esta ley a una masa de partículas discretas, hay que considerarlos actuando en los puntos de contacto. Cuanto mayores sean las partículas menos serán los puntos de contacto, si todas las demás circunstancias prevalecen y, por lo tanto, mayores serán las concentraciones de presión en ellos. Análogamente, los puntos de contacto aumentan con la mejor distribución granulométrica. Las presiones en los puntos de contacto cobran importancia si se relacionan con la resistencia individual

de los granos del material, pues bajo aquellas, estos pueden llegar a deformarse o a romperse.

La resistencia al esfuerzo cortante de una masa de suelo friccionante, depende de las siguientes características del propio material:

Compacidad

Forma de los granos

Distribución granulométrica

Resistencia individual de las partículas

Tamaño de las partículas

Además de las características anteriores - - existen dos factores circunstanciales, dependientes de como se hace llegar el material a la falla, que ejercen también gran influencia en la resistencia. Estos son los niveles de esfuerzo y el tipo de prueba que se haga en el laboratorio.

La Fig. I-6 muestra las gráficas esfuerzo-deformación obtenidas para tres muestras de la misma arena, una supuesta suelta, una compacta y una cementada (con cementante natural obrando entre sus granos) en pruebas directas de esfuerzo cortante hechas aplicando en cada caso la misma presión vertical; se supone que se aplican lo que pudieran considerarse esfuerzos de bajo nivel.

Puede observarse que en el caso de la arena suelta, la gráfica esfuerzo-deformación es del tipo de falla plástica, en la que al aumentar el esfuerzo, la deformación crece, tendiendo aquel a un valor límite que se conserva aunque la deformación siga creciendo hasta valores muy grandes.

En el caso de la arena compacta, el tipo de falla corresponde al frágil; en ella, cuando el esfuerzo llega a un máximo, disminuye, si la deformación aumenta. El esfuerzo máximo en la arena compacta es mayor que en la arena suelta, pero al crecer la deformación, el valor último tiende a ser el mismo en los dos casos.

Por último, en el caso de la arena cementada se observa un comportamiento frágil, con disminución rápida del esfuerzo a partir del valor máximo, al crecer la deformación. Al crecer la deformación se llega a valores finales del esfuerzo análogos a los de los dos casos anteriores.

La deformabilidad es menor en la arena compacta que en la suelta y en la cementada es la menor de las tres.

En la arena suelta, puede afirmarse en términos sencillos, que cuando tiende a ocurrir un desplazamiento a lo largo de un plano interno en la masa, las particu-

las no se traban entre sí, ni se bloquean, por lo que la resistencia que se opone a la deformación es sólo fricción. En cambio, en una arena compacta, la resistencia que se opone a la deformación no sólo corresponde a fricción, sino también a todo un conjunto de efectos debidos a la trabazón de los granos entre sí, que se opone y bloquea toda tendencia al movimiento relativo entre ellos.

En la arena suelta, la deformación por esfuerzo cortante produce un mejor acomodo de los granos, que se manifiesta por una disminución de volumen, el cual tiende a un valor constante, cuando el esfuerzo llega también a ser constante. En la arena compacta, los granos que originalmente estaban bien acomodados, han de moverse sobre sus vecinos y relativamente a ellos para que haya deformación; esto produce estructuras más sueltas que la original y el volumen de la arena crece. Este aumento de volumen continúa aún después de la resistencia máxima y tiende a un valor constante cuando la resistencia ha alcanzado su valor último, menor que el máximo. La relación de la resistencia máxima a la resistencia última, en la arena compacta es, así, mayor que 1.

Si la resistencia de las partículas individuales es baja, manteniéndose constante, todos los demás factores, la relación anterior disminuye, debido a que el efecto de trabazón es menos eficiente por el mayor grado de

rotura de los granos. Similarmente, si la magnitud de los esfuerzos aplicados sube, la relación de la resistencia -- máxima a última baja, aunque ahora esta última será mayor, correspondiendo al mayor nivel de esfuerzos. Esta disminución en la relación de resistencia es lo que produce que la línea de resistencia para una arena compacta sea una -- curva cóncava hacia abajo, de tal manera que al elevarse -- el nivel de esfuerzos, esta curva tiende hacia la línea -- recta de resistencia de la arena suelta. Esto ocurre cuando, debido al alto nivel de esfuerzos, el efecto de trabazón entre las partículas es ineficiente por deformación y principalmente por rotura de los granos al tratar de deformarse.

La exposición anterior puede extenderse fácilmente hacia los conceptos tamaño de las partículas y -- distribución granulométrica, para llegar a la conclusión -- de que manteniendo todos los demás factores constantes, la relación de la resistencia máxima a última decrece al aumentar el tamaño de las partículas y decrece igualmente al empeorar la distribución granulométrica, es decir, al ser el material más uniforme en la dimensión de sus partículas.

Es obvio que cuando la compacidad disminuye de muy compacta a hacia muy suelta, en toda la gama posible en la naturaleza, el comportamiento de la ley esfuerzo

deformación será, en algún grado, intermedio entre los descritos arriba para los extremos.

Por último, también es fácil ver que manteniendo todos los demás factores constantes, la deformabilidad decrece y la resistencia crece al variar la forma de los granos de una forma redonda hacia una forma equidimensional angulosa.

Las razones por las que la resistencia varía con el tipo de prueba no son ya tan obvias y no se discutirán con mayor detalle; baste decir que lo más importante es la trayectoria de esfuerzos seguida para llevar al material a la falla.

En la Fig. I-7, aparecen las formas típicas de las líneas de resistencia de la arena suelta, compactada y cementada, obtenidas en prueba directa de esfuerzo cortante y con bajos niveles de esfuerzo.

Se observa que en el caso de la arena suelta la línea de resistencia es una recta que pasa por el origen como se mencionó previamente; por lo tanto, para estos suelos, la resistencia queda bien descrita con una ley:

$$S = \tau \tan \phi_s \quad (I-6)$$

Donde ϕ_s es el ángulo de fricción interna de la arena en estado suelta, que puede obtenerse en el laboratorio.

En el caso de la arena compacta, la curva de resistencia es cóncava hacia abajo, como ya se discutió, - pero para fines prácticos suele asimilarse a una recta, por lo que la ley de resistencia resulta ser:

$$S = \bar{\sigma} \tan \phi_c \quad (I-7)$$

En donde ϕ_c es el ángulo de fricción interna de la arena compacta. Nótese que ϕ_c involucra no sólo efectos de fricción mecánica, sino también de trabazón estructural por la resistencia de los granos; por ello $\phi_c > \phi_s$. El valor de ϕ_c decrece a mayores niveles de esfuerzos, a partir de la presión nula. En presiones muy altas $\phi_c \approx \phi_s$ y el efecto de trabazón prácticamente no tiene relevancia en comparación con el de fricción mecánica. Esto ocurre a esfuerzos superiores a 30 o 40 Kg/cm² en las arenas normales.

Para el caso de la arena cementada, la ley práctica de resistencia será del tipo:

$$S = C + \bar{\sigma} \tan \phi \quad (I-3)$$

Ahora C y ϕ son únicamente parámetros de cálculo, que varían con el nivel de esfuerzos y con el intervalo de presiones considerado.

Se ha estado considerando en todos los análisis anteriores que la arena objeto del estudio está totalmente seca. En el caso de arenas totalmente saturadas, el

comportamiento es absolutamente el mismo antes descrito y todas las fórmulas son aplicables, sin más que hacer la -- consideración de que ahora $\bar{\sigma} = \sigma - U$ es el esfuerzo efectivo a tomar en cuenta.

En arenas húmedas existe un fenómeno según el cual aumentan su volumen cuando se someten a un efecto vibratorio, llegando a alcanzar relaciones de vacíos mayores que la máxima correspondiente a un estado totalmente seco. Este fenómeno resulta ahora de fácil explicación si se tiene en cuenta la resistencia comunicada a la masa de arena por las presiones intergranulares provocadas por el agua capilar. Una vibración brusca hace que las partículas de arena abandonen sus posiciones de equilibrio, tendiendo a ampliar el espacio que ocupan; la existencia de presiones capilares hace posible que las partículas permanezcan en esas nuevas posiciones de equilibrio aparentemente inestable. En arenas secas eso no ocurre y las partículas pasan de esas posiciones inestables intermedias a otras finalmente más estables que las originales, produciéndose una compactación del conjunto.

I.5 Criterios para la Determinación Práctica de la Resistencia al Esfuerzo Cortante de los Suelos.

Quando el ingeniero necesita conocer con vistas a la obtención de datos para un diseño en la práctica,

las características esfuerzo-determinación y resistencia - de un suelo dado, recurre por lo general a las pruebas de compresión triaxial. De inmediato surge entonces la pregunta de cuál o cuáles de esas pruebas ha de realizar para el problema en cuestión y qué interpretación ha de dar a los resultados obtenidos.

El criterio para la elección de las pruebas resulta obvio después de analizar las varias disponibles: en cada caso deberá hacerse aquella prueba o pruebas que mejor refleje o reflejen en el laboratorio las circunstancias a que el suelo va a estar expuesto en la obra de que se trate.

Es condición previa indispensable que el ingeniero analice con buen criterio las diferentes etapas -- que el suelo atravesará durante la vida de la obra y ello desde el primer instante de su construcción. Sólo así podrá juzgar correctamente las condiciones críticas para las que el diseño ha de ser efectuado; debe tenerse muy en cuenta que no es de ningún modo raro que esas condiciones críticas se presenten, en lo que se refiere a la masa de suelo afectada, largo tiempo después de erigida la estructura en estudio. Se comprende que también es indispensable al ingeniero, con vistas a normar su criterio, un conocimiento amplio y meditado del perfil del suelo en estudio,

de sus propiedades básicas y de las condiciones de drenaje que se presentarán en el transcurso del tiempo. Las condiciones de preconsolidación deben ser especialmente investigadas, pues ellas tendrán gran influencia en el comporta - miento general.

En el momento presente existen dos criterios para la determinación práctica de la resistencia al esfuer - zo cortante de los suelos.

a) El Criterio de los Esfuerzos Efectivos.

En este criterio se razona pensando que - es este tipo de esfuerzos el que realmente define la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Conocido el esfuer - zo efectivo que actuará entre las partículas del suelo en un cierto punto de la masa, bastará multiplicar este valor por la tangente del ángulo de fricción interna obtenido en la prueba lenta (Línea L), para obtener la verdadera resistencia al esfuerzo cortante de que dispone el suelo en tal punto. Ese criterio presenta pocas dificultades de índole - teórica para su comprensión; es el que lógicamente se des - prende de todo lo que se ha venido estudiando en el cuerpo de este capítulo, en relación con la resistencia al esfuer - zo cortante de los suelos. El criterio de los esfuerzos e - fectivos para interpretar la resistencia al esfuerzo cor - tante de los suelos a partir de los resultados de las prue

bas triaxiales está someramente descrito en la Fig. I-8.

En la presa de la figura se desca calcular la resistencia del suelo en el elemento mostrado para fines de estudio de la estabilidad del talud de aguas arriba. En la misma figura aparece la línea L que se supone ya obtenida. En lo que sigue se considera que el material que constituye la presa es saturado y normalmente consolidado, persiguiendo así fines didácticos. Si $\bar{\sigma}$ es la presión total sobre el elemento, y U la presión neutral en el mismo, en el instante de la falla el esfuerzo efectivo que obra en la estructura del suelo será $\bar{\sigma}' = \bar{\sigma} - U$, y la resistencia del elemento será simplemente la ordenada de la línea L correspondiente a tal $\bar{\sigma}'$.

El criterio anterior, aparentemente tan sencillo, tiene serios inconvenientes prácticos aún en el momento presente. Entre estos hay que mencionar los que --emanan de la necesidad de obtener la línea L en el laboratorio, para considerar posteriormente otros que surgen aún después de obtenida la línea, en etapas posteriores de la aplicación práctica del método. Una muestra de estos problemas es la situación presentada en la Fig. I-8, ya que -- una vez obtenida la línea L, para realizar un análisis, se ría preciso conocer el valor de U en todos los puntos a lo largo de la superficie de falla supuesta, para restarlo en

cada uno de ellos de la presión total $\bar{\sigma}$ (que sí se conoce) y así llegar al valor de $\bar{\sigma}$, a partir del cual se puede obtener la resistencia con base en esfuerzos efectivos, utilizando la línea L. Este es un problema no resuelto al día de hoy, pues se comprende que si no ha podido dilucidarse del todo el estado de esfuerzos efectivos en el interior de un espécimen, dentro de una cámara triaxial sujeta a un control de prueba, menos podrá detallarse tal estado de esfuerzos en las grandes masas de suelo que involucra cualquier obra real; así pues, aún disponiendo de la línea L se tendrá la dificultad adicional en la práctica de no conocer los esfuerzos efectivos que actúan en los diferentes puntos de las masas de suelo que interesa estudiar.

b) El Criterio de los Esfuerzos Totales.

En este segundo modo de trabajar se utilizan directamente los esfuerzos totales usados en las pruebas triaxiales; es decir, se hace uso de las envolventes L o R, según el problema específico que se tenga. Puesto que cada una de estas pruebas da valores de resistencia muy diferentes para un mismo suelo, al variar las circunstancias a que estará sujeto éste durante las etapas que se consideran críticas en la vida de la obra, a fin de garantizar que la prueba que se hace refleje en forma suficientemente aproximada y conservadora a la realidad que se trata de re

presentar en el laboratorio, será preciso que la prueba se leccionada para el caso refleje razonablemente las circunstancias de trabajo extremas a que el suelo estará sujeto en la realidad; en consecuencia es en este segundo método donde el ingeniero tiene que ser más cuidadoso y experimentado en la elección del tipo de prueba o pruebas a efectuar.

No existe una regla fija única que permita establecer qué pruebas deberán de hacerse en cada caso y son el criterio y la experiencia del proyectista los que han de dilucidar tan fundamental problema.

Es obvio que una estructura ha de diseñarse fundamentalmente para las que hayan de resultar las etapas críticas de su vida. En estructuras edificadas sobre suelo o con suelo es muy común que las etapas más críticas ocurran o en los momentos iniciales de su vida o a muy largo plazo. Constituye pues, una interesante norma de criterio analizar, en primer lugar, dichos momentos de la vida de la estructura, con lo que en muchos casos de la práctica se conseguirá definir de un modo claro la etapa crítica para la que ha de efectuarse el proyecto y atendiendo a la cual habrán de realizarse, correspondientemente, las investigaciones de laboratorio.

Considerese por ejemplo un edificio que vaya a ser construido sobre un terreno arcilloso franco.

Según el proceso de consolidación inducido por el edificio progresa, la resistencia del suelo aumentará. La condición crítica corresponderá entonces a las etapas iniciales de la vida de la obra. Por ser la arcilla muy impermeable, los procesos de consolidación serán lentos y, comparativamente, el tiempo de construcción de la estructura despreciable. Por ello, el momento crítico será cuando la carga del edificio se complete. En este caso es obvio que una prueba en que el esfuerzo desviador se aplique rápidamente representa las condiciones del campo; la prueba rápida satisface esa condición.

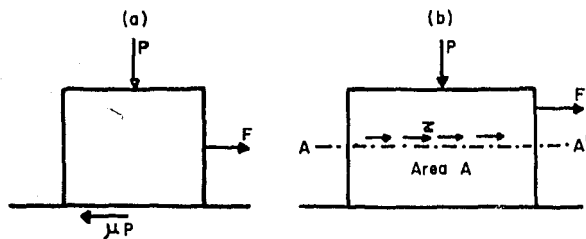


Figura I-1 Mecanismos de los fenómenos de fricción.

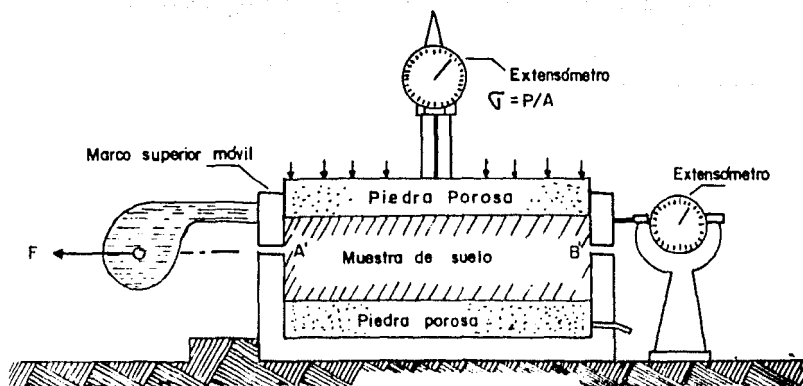


Figura I-2 Esquema del aparato de resistencia al esfuerzo cortante directo.

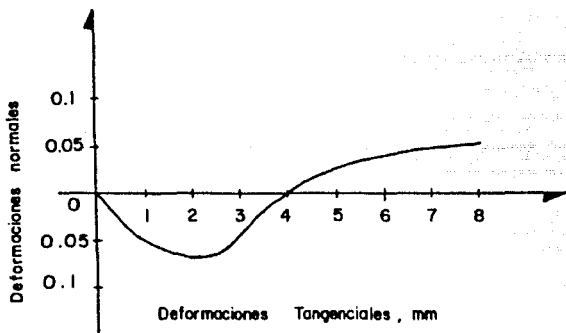
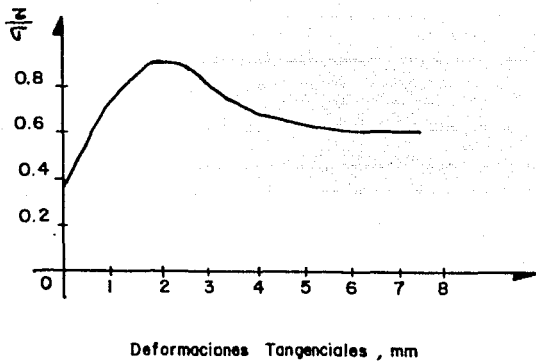


Figura I-3 Gráfica de los resultados de una prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante.

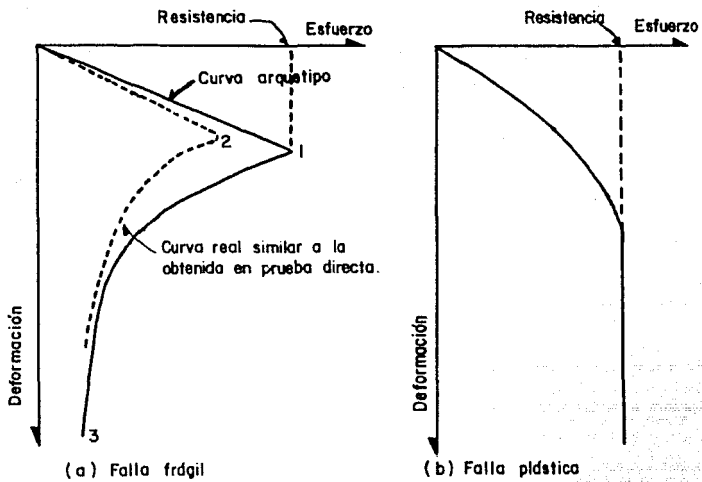


Figura I-4 Tipos de fallas consideradas en los suelos.

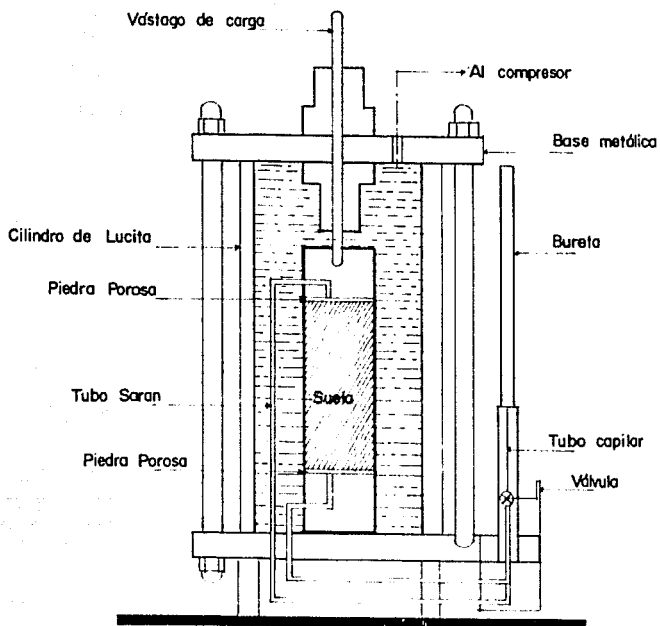


Figura I-5 Esquema de la cámara de compresión triaxial.

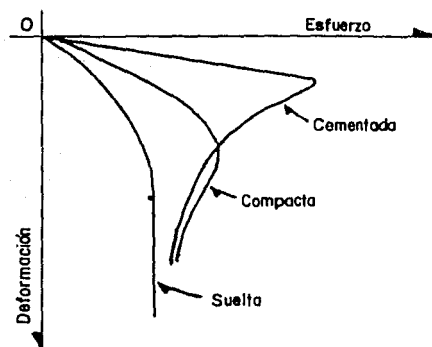


Figura I-6 Gráfica esfuerzo-deformación para una arena en estado suelta, compacto y cementado, bajo la misma presión normal.

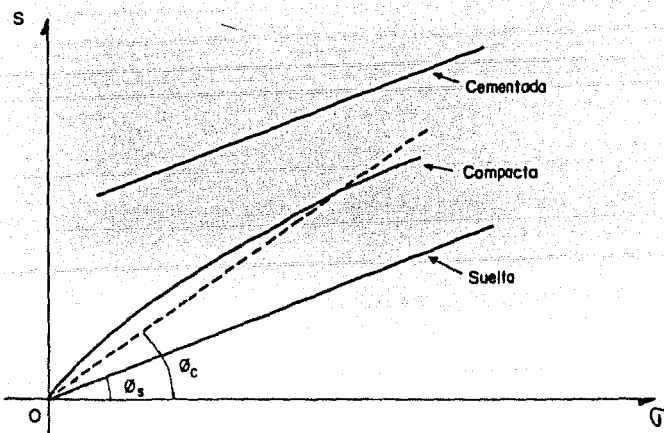


Figura I-7 Línea de resistencia para una arena en estado suelta, compacto y cementado.

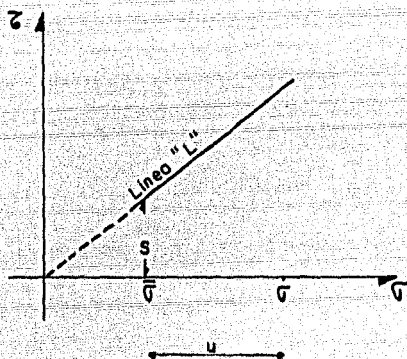


Figura I-8 Obtención de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo trabajando con esfuerzos efectivos.

Capitulo II

Efectos Sismicos en Suelos Granulares

II. EFECTOS SISMICOS EN SUELOS GRANULARES.

II.1 Introducción.

El comportamiento adecuado de los suelos y - las cimentaciones durante la ocurrencia de temblores es esencial para evitar daños severos a toda clase de estructuras.

Las condiciones bajo las cuales los suelos - (como parte de la cimentación o como material de construcción) pierde una parte significativa de su resistencia, -- conduciendo a fallas inducidas por temblores, no son, al - menos hasta la fecha (julio, 1978) completamente entendidas y constituyen un campo fértil de investigación y de -- gran utilidad para la práctica profesional de la Ingeniería Civil.

La importancia de los efectos que los sismos pueden inducir en los suelos granulares, se debe a los graves daños que se han observado en numerosas ocasiones durante los temblores pasados.

De 1881 a 1946 se ha informado de 229 deslizamientos, que causaron el desplazamiento total de 25 millones de m³ de arena. En Holanda, a orillas de los numerosos estrechos que existen, ha habido gran cantidad de desliza-

mientos que provocaron el rompimiento de diques y, por tanto, la inundación de grandes extensiones.

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

En México existen evidencias de que durante el sismo de 1959 (Marsal, 1961), un gran tramo de la margen izquierda del río Coatzacoalcos tuvo desplazamientos verticales y horizontales de importancia. Muchas instalaciones de la zona de astilleros sufrieron hundimientos bajo la cimentación y el asentamiento general fue notable después del sismo. Algunos tramos de los muelles cimentados sobre pilotes metálicos de 10 m. de longitud sufrieron desplazamientos apreciables en dirección horizontal. Uno de los muelles se desplazó hacia el río más de 50 cm. Tales movimientos se han atribuido al fenómeno de licuación en los mantos arenolimosos y limoarenosos que allí se encuentran entre 0 y 8 m. de profundidad.

En Alaska, en 1964 (Seed, 1969), se produjo un deslizamiento debido a la licuación del suelo que movió

70 millones de m³ de material, destruyendo muchas de las instalaciones de la bahía de Anchorage. La superficie del terreno fue completamente devastada por los desplazamientos, produciéndose una nueva superficie irregular. El 40% de las casas y edificios comerciales fueron seriamente dañadas debido a las fisuras que se extendían bajo las construcciones.

Durante junio de 1964, en Niigita, Japón -- (Seed y Lee, 1966), hubo daños muy graves causados por licuación de la arena. Muchas estructuras se asentaron mas de 1 m y se inclinaron notablemente. Además de estas fallas, hubo otras evidencias físicas de licuación. Poco después del sismo se observó que brotaba agua del suelo por las grietas que se formaron, en las cuales llegaron a hundirse casas y automóviles; al mismo tiempo, se veía emerger a la superficie estructuras que debían permanecer bajo el suelo, como fue el caso de un tanque para tratamiento de aguas negras.

Durante este sismo, en la extensa zona licuada se produjeron daños en edificios, puentes, caminos, muelles, vías de ferrocarril, etc. Debido al asentamiento que se produjo, la parte de la ciudad cercana al río quedó completamente inundada. Se estima que en este sismo -- 2,130 edificios sufrieron falla total, 6,200 fueron seria-

mente dañados y 31,200 sufrieron daños ligeros (Seed y Lee 1967).

II.2. Fenómenos Inducidos por Sismo.

El comportamiento dinámico de los suelos granulares constituye, dentro de la dinámica de suelos, uno de los problemas que actualmente está lejos de ser comprendido totalmente y es mucho lo que falta por dilucidar en torno a ello, al grado que es posible ver interpretaciones diferentes y aún contradictorias de los hechos experimentales disponibles, y por lo tanto, constituye un campo fértil para la investigación en ingeniería sísmica.

Dos de los principales fenómenos que la ocurrencia de temblores, pueden inducir en depósitos de suelos granulares son:

a) Cambios de volumen (densificación-asentamientos).

b) Reducción de la resistencia al esfuerzo-cortante (aumento de la presión de poro-licuación).

En lo que sigue se tratará de dar un breve panorama del estado de conocimiento que guardan estos dos temas.

II.3. Estudios de Densificación.

Es un hecho bien establecido que la aplicación de carga cíclica a una muestra de arena, da como resultado un decrecimiento progresivo de volumen, aún en el caso de arenas densas, las cuales se comportarían dilatantes bajo carga unidireccional o monotónica. Varias técnicas, tanto de laboratorio como de campo, se han desarrollado (Broms y Forssblad, 1969).

El uso de vibraciones verticales para producir la densificación de muestras de arena se ha utilizado en el pasado (D'Appolonia y D'Appolonia, 1967; Whitman y Ortigosa, 1968), estos estudios han mostrado que los cambios de peso volumétrico de las muestras son pequeños para aceleraciones menores de 1 g.

Los cambios tanto de volumen como de características friccionantes de arenas secas inducidos por grandes aceleraciones horizontales y un gran número de ciclos de pequeña amplitud se han investigado utilizando cajas de corte montadas sobre mesas vibratoras (Barkan, 1962; Youd, 1970).

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 deforma-

ción, compacidad relativa y número de ciclos de carga son los principales factores que gobiernan la compactación de suelos granulares secos o saturados bajo condiciones drenadas (Silver y Seed, 1969; Youd, 1972).

Pyke, Seed y Chan (1974), realizaron una serie de ensayos de corte simple tanto en una (x) como en dos (x,y) direcciones. Se utilizaron dos patrones básicos de movimiento, en los ensayos bidireccionales. En base a los resultados obtenidos en dichos ensayos, parece razonable postular que para arenas saturadas ensayadas bajo condiciones no drenadas, el incremento de la presión de poro será aproximadamente dos veces más rápida bajo dos componentes de movimiento que bajo una sola.

Tomando en cuenta todo lo anterior, se puede concluir que 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.

II.4. Cálculo de Asentamientos.

La acción de los sismos puede causar asentamientos considerables en depósitos de suelos granulares. Durante el temblor de San Fernando, ocurrido el 9 de febrero de 1971, se tuvieron asentamientos de edificios, los cuales variaron de 10 a 15 cm.

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, los cuales, en algunos casos, pueden llegar a clasificarse como daños mayores. Daños severos de grandes estructuras en Skopje durante el temblor de 1963, fueron atribuidos a los asentamientos diferenciales causados por la densificación de lentes de arena suelta bajo las cimentaciones (Seed and Silver, 1972).

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 dos procedimientos semi-em-píricos para estimar los asentamientos provocados por temblores. Uno de estos propuesto por Seed y Silver (1972) - permite estimar el asentamiento de arenas secas, Pyke et al (1974) amplió el método para tomar en cuenta movimientos multi-direccionales. Lee y Albaisa (1974) propusieron un método aplicable a arenas saturadas.

El procedimiento de Seed y Silver (1972) para estimar el asentamiento de un estrato de arena debido a carga sísmica, consiste de los siguientes pasos:

a) Calcular la historia de deformaciones de cortante en varias capas del estrato, usando un método de análisis dinámico lineal.

b) Convertir la historia de deformaciones de cortante en cada capa a un número equivalente de ciclos de deformación cortante de amplitud constante.

c) Aplicar el número de ciclos de deformación cortante, determinado en (b) a muestras de arena ensayadas bajo condiciones de corte simple y determinar las deformaciones volumétricas a deformaciones verticales resultantes.

d) Repetir el procedimiento de (c) para cada capa del estrato e integrar las deformaciones verticales para obtener el asentamiento total.

El paso (b) involucra una aproximación. Martín et al (1975) ha demostrado que el efecto de una historia irregular de deformaciones de cortante depende no únicamente de la magnitud de los pulsos en el registro, sino también del orden en que ellos son aplicados. El procedimiento para determinar el número equivalente de ciclos no toma en cuenta el hecho antes mencionado.

Al expresar analíticamente la relación entre deformaciones de cortante y los cambios de volumen, se pueden eliminar los pasos b, c y d como sucede con el método de Martín et al (1975), el cual es aplicable al cálculo de asentamientos de estratos de arena seca o parcialmente saturada.

II.5 Perdida de Resistencia de Suelos Granulares.

- LICUACION DE ARENAS -

Probablemente uno de los efectos más costosos y espectaculares que se puedan encontrar en ingeniería sísmica se deban al fenómeno de la licuación de arenas.

El fenómeno es complejo y aún no es claro y completamente comprendido, al grado que es posible encontrar interpretaciones diferentes y aún contradictorias de los hechos experimentales existentes.

La discrepancia empieza con la propia definición del término licuación. Mientras que para H.B. Seed -

(1966), el término "licuación inicial", es la condición de una muestra de arena en la cual la presión de poro inducida por la aplicación de carga cíclica alcanza el valor de la presión de confinamiento, y el término "licuación total" es la condición correspondiente a que la muestra alcance una amplitud de deformación del 20%; A. Casagrande en 1969, utiliza los términos licuación y movilidad cíclica que después modifica (Casagrande, 1976), definiendo por "licuación real", a la respuesta de una muestra de arena suelta y saturada cuando se le somete a deformaciones o impactos que -- dan como resultado una pérdida sustancial de resistencia y en casos extremos a flujo de taludes, y por "licuación cíclica" la respuesta de un espécimen dilatante de arena --- cuando se le ensaya en cámara triaxial cíclica y la presión de poro se eleva en forma incremental hasta alcanzar la presión de confinamiento.

En esta plática entenderemos por "licuación de arenas", al fenómeno mediante el cual una arena saturada pierde una gran parte de su resistencia al esfuerzo cortante (debido a 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.

Por lo tanto, un talúd que se licúa llega a estabilizarse, cuando la pendiente se ha reducido a pocos grados.

II.5.1 Descripción del Fenómeno.

El fenómeno de licuación de arenas es causado por el desarrollo de grandes presiones en el agua que ocupa los poros del suelo. Estas grandes presiones de poro son inducidas cuando se aplican a la masa de suelo esfuerzos o deformaciones de cortante, en condiciones tales que no se permite su disipación inmediata, es decir prácticamente a volumen constante. La forma de aplicación de los esfuerzos cortantes puede ser monotónica, cíclica o transitoria.

En arenas finas, de permeabilidad relativamente baja, el agua no alcanza a moverse dentro de la masa con la misma velocidad con que las deformaciones pueden llegar a tener lugar, en casos de sollicitación muy rápida. Si la arena es compacta, tal deformación tiende a aumentar el volumen de la masa y, por lo tanto, al volumen de vacíos; esto hace que se genere una tendencia a que el agua exterior entre a la masa de arena, pero si esta absorción del agua no ocurre con suficiente rapidez el agua interior quedará sujeta a una presión neutral, U_n , menor que la inicial, aumentando, por lo tanto, la diferencia $G - U_n$, o sea

el esfuerzo efectivo, $\bar{\sigma}$, y, por ende, la resistencia S_c al esfuerzo cortante de la arena. En resumen, una arena compacta que se trate de deformar aplicándole las cargas con velocidad alta, aumenta su resistencia al esfuerzo cortante.

Si la arena es suelta, naturalmente debe producirse el efecto contrario. Al deformarse tiende a compactarse, lo que aumenta la presión neutral en el agua, si ésta no se drena con la suficiente rapidez. Este aumento en la presión neutral rebaja la presión efectiva y la resistencia al esfuerzo cortante. En principio parecería no haber límite al crecimiento del término U_n , hasta que la diferencia $\bar{\sigma} - U_n$ llegue a anularse, reduciendo a cero la resistencia al esfuerzo cortante, pero esto nunca se ha observado en las pruebas efectuadas en el laboratorio, ni existe evidencia confiable de que esto haya sucedido en el campo; de hecho no existe ninguna razón teórica para afirmar que tal límite crítico pueda ser alcanzado.

II.5.2 Causas y factores que influyen en la ocurrencia de licuación.

Es ahora generalmente reconocido que la causa básica de la licuación de suelos saturados sin cohesión durante un sismo, es el incremento de la presión hidrostática debido a la aplicación de esfuerzos cortantes inducidos por el movimiento cíclico del suelo. Esos esfuerzos son --

considerados a ocurrir debido principalmente a propagaciones ascendentes de ondas cortantes en un depósito de suelo, aunque otras formas de ondas de movimiento son también esperadas a ocurrir.

El fenómeno de licuación ocurre porque cierto tipo de materiales en estado suelto tienden a disminuir de volumen cuando son sometidos a esfuerzos cortantes. Si las condiciones de drenaje de la masa de suelo son tales que el agua no puede salir a la velocidad requerida para que el cambio en la presión de poro sea despreciable, la presión de poro aumentará reduciendo la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Sin embargo, si el suelo tuviese la tendencia a aumentar de volumen al ser sometidos a esfuerzos cortantes y las condiciones de drenaje son las mismas que en el caso anterior, la presión de poro disminuirá incrementando los esfuerzos efectivos y por lo tanto la resistencia al corte.

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.

En la Figura II-1 se muestran las envolventes de las curvas granulométricas de los suelos que se han licuado.

- b) Compacidad relativa (Cr) o relación de vacíos (e).

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

En el temblor de Niigata hubo licuación en zonas cuyo Cr era del orden del 50%, o menor, en tanto que en las zonas con una $Cr > 70$ por ciento no se presentó ningún daño.

En la Figura II-2 se ilustra el concepto de compacidad relativa.

- 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 (0.005 g) y se han licuado ante la acción de sismos intensos (0.16 g), (Seed, Idniss, 1971).

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.

Esto se confirmó en Anchorage, durante el temblor de 1964, ya que los deslizamientos ocurrieron después de 90 segundos de iniciado el movimiento.

II.6. Relación de Vacíos Crítica.

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

Tomando en cuenta lo anterior, A. Casagrande

llegó a la conclusión de que el decremento de volumen de una arena suelta y el incremento de volumen de una arena densa, tenderían a la misma relación de vacíos, en la cual la arena puede deformarse sin cambio de volumen, a la cual denominó "relación de vacíos crítica". Durante las investigaciones para la Presa Franklin Falls, Casagrande (1938) demostró que la relación de vacíos crítica disminuye con el aumento de la presión de confinamiento.

Puesto que la curva de relación de vacíos crítica divide el comportamiento dilatante (bajo la curva) y contractivo (arriba de la curva), Casagrande la propuso como una medida para investigar la susceptibilidad de licuación de una arena.

Posteriormente Casagrande al analizar la falla de la presa de Fort Peck se dio 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 y obtuvo, a partir de resultados de pruebas triaxiales consolidadas no drenadas con medición de presión de poro, la curva de estado crítico. En la Figura II-3 se muestran las líneas ef de estado crítico para varias arenas.

Los resultados obtenidos en pruebas de labo-

ratorio por diferentes investigadores indican que la relación de vacíos crítica no es un valor constante de cada tipo de arena, sino que depende de varios factores, de los cuales son los principales el estado de esfuerzos a que se sujete la muestra durante la prueba y el método empleado para llegar a dicho estado de esfuerzos, por lo que pueden obtenerse valores diferentes para la relación de vacíos buscada.

La importancia de la relación de vacíos crítica aparece cuando se considera la resistencia al esfuerzo cortante de las arenas finas saturadas sometidas a deformaciones tangenciales rápidas.

II.7. Métodos para Evaluar la Susceptibilidad a la Licuación de los Suelos.

En la relación a la predicción de la susceptibilidad a la licuación de depósitos de suelos granulares saturados, considerable cantidad de investigación se ha dirigido hacia el desarrollo de mejores métodos de predicción y técnicas de ensaye.

Los métodos se pueden clasificar en tres categorías:

a) Métodos empíricos.

Basados en la comparación de las condiciones de los sitios en donde ocurrió o no licuación con -

las condiciones del sitio que se desea analizar.

Dentro de esta categoría se clasifican - los primeros cuatro métodos que se describirán en este capítulo.

b) Métodos simplificados.

Consisten básicamente en comparar la resistencia obtenida en pruebas de laboratorio, con los esfuerzos que provocará el sismo.

En esta categoría se clasifican los métodos propuestos por Seed e Idriss (1970) y por Casagrande (1976).

c) Métodos de análisis de respuesta del terreno.

Son más refinados que los anteriores, utilizan programas de computadora.

Criterio de Wes (Waterways Experimental Station).

Este criterio fue desarrollado para analizar la estabilidad de terraplenes a lo largo del Río Mississippi, en el que se producen flujos de material producidos -- por el incremento de la presión de poro originada por los cambios del nivel del río.

Criterio de Florin e Ivanov.

Este criterio, desarrollado en Rusia, permi-

te estimar la susceptibilidad a la licuación de suelos por medio de pruebas de campo. Se investigan los 10 m superiores de suelo haciendo explotar sucesivamente tres cargas de dinamita de 5 Kg. colocadas a una profundidad media de 4.5 m. y determinando después de cada explosión, el asentamiento medio de la superficie dentro de un radio de 4.5 m. La cantidad y profundidad a la que se coloca el explosivo se eligen de forma que no haya expulsión de suelo durante la explosión. Si el asentamiento promedio es menor de 8 a 10 cm y la relación de asentamientos entre explosiones sucesivas es menor que 0.6 se puede afirmar que ese suelo no es susceptible a licuación.

Criterio de Kishida.

Este criterio está basado en el análisis de las condiciones del suelo de tres sitios en los que ocurrió licuación, (Kishida, 1969). Bajo sismos de igual magnitud, puede ocurrir licuación si el nivel freático está cerca de la superficie, si las características granulométricas satisfacen las relaciones: $2 \text{ mm} > D_{50} > 0.074 \text{ mm}$; $Cu < 10$ y además se cumplen las siguientes condiciones:

El espesor del estrato de suelo no licuable, arriba del estrato licuable, es menor que 8 m.

La relación de los espesores del estra-

to no licuable al licuable es menor que 1.

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

La presión efectiva de confinamiento es superior a 2 Kg/cm^2 0,

La compacidad relativa es superior a 75%.

Criterio de Oshaki.

Este criterio (Oshaki, 1969) establece que los suelos con nivel freático cercano a la superficie pueden licuarse si se presentan las siguientes características granulométricas:

$$2 \text{ mm} > D_{60} > 0.2 \text{ mm}; D_{10} < 0.1 \text{ mm}$$

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

Método de Seed e Idriss.

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. Para determinar los esfuerzos producidos in situ, debe con

tarse con el acelerograma del sismo de diseño, la estratigrafía y las propiedades índice y mecánicas de los suelos. La magnitud de los esfuerzos que pueden provocar licuación en el suelo se obtienen a partir de pruebas de laboratorio, tanto triaxiales como de corte simple, con esfuerzos repetidos o bien se estima con gráficas de diseño obtenidas por Seed. La comparación de los esfuerzos inducidos por el sismo con los que provocan licuación del suelo permite juzgar la susceptibilidad de un suelo a sufrir este fenómeno.

La evaluación de la licuación es considerada con la ayuda de la información presentada en la Figura II-4. Los datos usados en esta figura pueden ser usados como un resumen de las experiencias pasadas referentes a la licuación y como guía para un probable y futuro acontecimiento. Suplementada por una detallada evaluación de condiciones de fuerzas y características de licuación de un sitio dado, suministra una base para una completa evaluación de un probable acontecimiento.

Para usar la información presentada en la Figura II-4, los valores de la Resistencia a la Penetración Estándar deberán ser corregidos para una sobrepresión efectiva de 1 ton/ft^2 por medio de la expresión siguiente:

$$N = C_n \cdot N_{sp}$$

Donde: $C_n = 1 - 1.25 \log \frac{N_{10}}{1}$

N , resistencia corregida a la penetración estándar

N_{sp} , resistencia a la penetración estándar a una profundidad considerada

σ'_0 , sobrepresión efectiva en ton/ft² donde la resistencia a la penetración estándar tiene el valor N_{sp}

σ'_1 , 1 Ton/ft²

Para un valor representativo de N , la relación de esfuerzos cíclicos causantes de licuación bajo las condiciones de campo puede ser determinada de la Figura -- II-4.

La relación de esfuerzos cíclicos desarrollada por el terremoto de diseño puede ser determinada por la relación:

$$\frac{\tau_{cp}}{\sigma'_0} = 0.65 \frac{a_{\text{máx}}}{g} \cdot \frac{\gamma_z}{\sigma'_0} r_d$$

τ_{cp} , esfuerzo cortante promedio a la profundidad Z

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

γ_z , presión vertical total a la profundidad Z

σ'_0 , sobrepresión efectiva en la capa de arena en consideración

r_d , factor de corrección, menor que 1

El análisis de varios sismos en sitios que --
presentan un estrato de arena en los 15 m superiores ha --

mostrado que r_d cae dentro del intervalo de valores de la Figura II-5.

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

<u>Magnitud del sismo</u>	<u>Núm. de ciclos Significativos N</u>
7	10
7 1/2	20
8	30

Así para cualquier valor dado de máxima aceleración de la superficie del suelo, la posibilidad de licuación puede realmente ser obtenida de una base empírica por comparación del valor desarrollado de τ_p / σ'_0 con el valor mostrado en la Figura II-4.

Método de Casagrande.

En esencia el procedimiento consta de los siguientes pasos:

a) Se ejecutan pruebas triaxiales con aplicación de carga montónica (o cíclica, dependiendo de la -- compacidad relativa de la arena), en muestras inalteradas-labradas de bloques obtenidos manualmente, y se determina su respuesta. De preferencia las pruebas deben ejecutarse en un equipo que disponga de extremos lubricados y los es-

pecímenes deben estar consolidados con una relación de esfuerzos principales de 2.

b) Se determina la línea de estado crítico, línea ef, si es que los resultados de las pruebas lo permiten.

c) A partir de pruebas de compresión unidimensional, se estiman las combinaciones de esfuerzos efectivos y compacidad relativa (relación de vacíos) susceptibles de desarrollarse en el campo.

d) Se compara la posición de los puntos estimados en el paso anterior con la posición de la línea --ef. Los puntos situados arriba y a la derecha de la línea ef son susceptibles de experimentar licuación. Puntos situados a la izquierda de y debajo la línea ef, no son susceptibles de experimentar licuación.

e) En suelos no susceptibles de experimentar licuación por su posición en relación con la línea ef, es posible estimar el incremento de presión de poro inducido por la aplicación de cargas cíclicas para un cierto número de ciclos. A. Casagrande estima que el número de ciclos necesario para inducir presiones de poro superiores al 50% de la presión de confinamiento in situ, es superior a cuatro veces el número de ciclos observados en el laboratorio (valor a partir del cual la influencia del fenómeno de mo-

vilidad cíclica en los resultados, es muy importante).

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

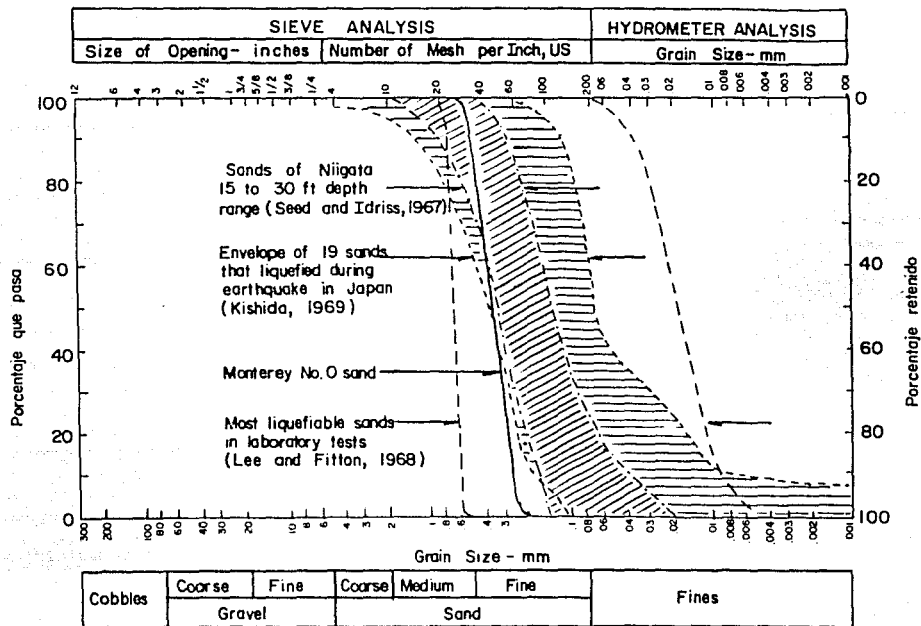


Figura II-1 Suelos susceptibles a licuación. (Díaz A., 1978)

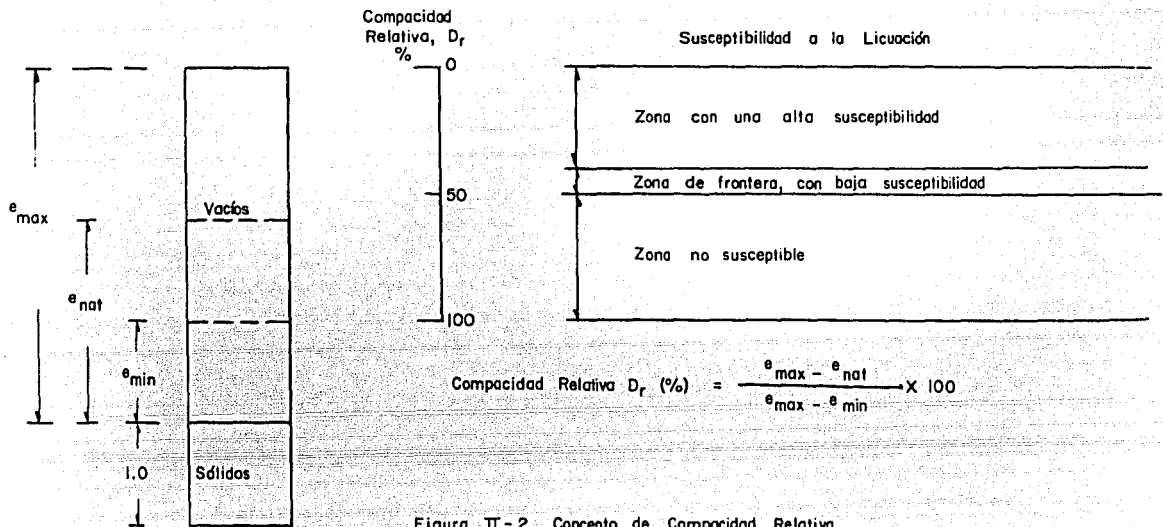


Figura II-2 Concepto de Compacidad Relativa

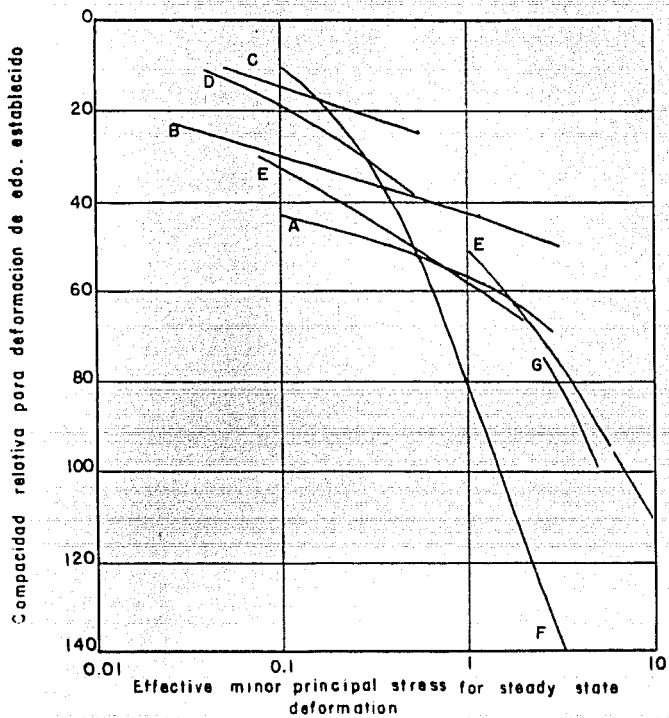


FIG II-3 Curvas de estado crítico (líneas e_f) de arenas descritas en Cdastro (1972)

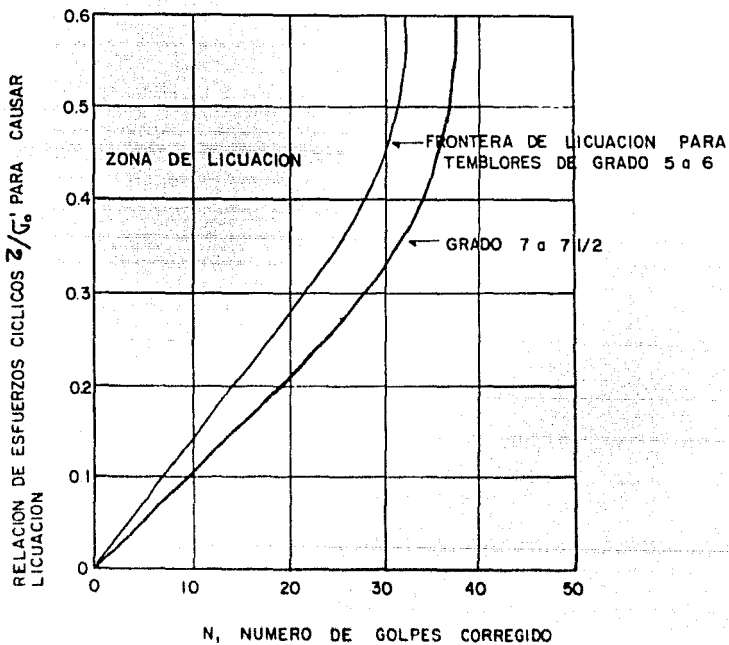
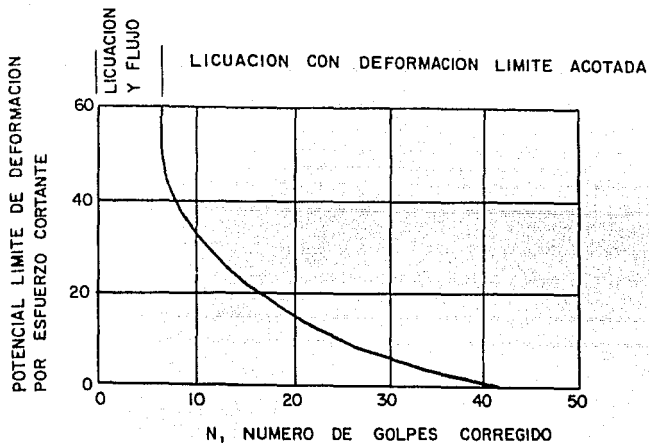


Figura II-4

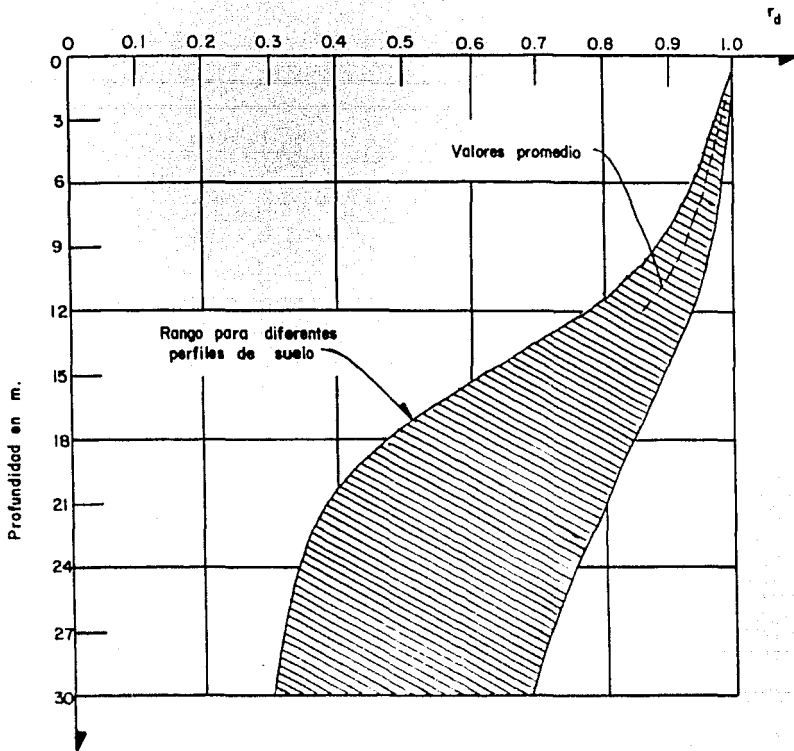


Figura II-5 Rango de valores de r_d para diferentes perfiles de suelo.
(Díaz A, 1978)

Capitulo III

Aplicación de la Evaluación de Licuación a un caso práctico en el área de Pajaritos, Veracruz

III. APLICACION DE LA EVALUACION DE LICUACION A UN CASO PRACTICO EN EL AREA DE PAJARITOS, VERACRUZ.

III.1 Introducción.

Se proyecta la construcción de un almacén de úrea para la planta de úrea que actualmente se construye en Pajaritos, Ver., propiedad de Fertilizantes Mexicanos, S.A.

La Unidad Pajaritos se encuentra localizada al sur de la Laguna de Pajaritos en Coatzacoalcos, Ver., formando parte del llamado Complejo Petroquímico de Pajaritos, en un terreno de 800 x 1 000 m.

La construcción de las instalaciones existentes data de 1967 y consisten principalmente en una planta de ácido fosfórico, dos plantas de ácido sulfúrico, una planta de superfosfato triple, una planta de ácido fosfórico grado técnico, así como servicios auxiliares y generadores que requieren dichas instalaciones, las que se encuentran en la mitad poniente del terreno.

El almacén de úrea consistirá en tres naves de 60 m. de claro, 260 m. de longitud y 20 m. de altura aproximadamente, de las que se pretende construir dos de inmediato y la tercera a futuro.

Las navos estarán constituidas por una cubierta ligera soportada por estructura metálica, marcos de concreto pretensado y piso de concreto reforzado. Habrá una excavadora viajera operada sobre rieles que se extienden a todo lo largo de la estructura.

La úrea previamente cribada y recubierta, se enviará al almacén por medio de un sistema de bandas transportadoras alojadas en la cumbrera de los edificios, y por medio de un descargador se depositará por gravedad en el piso, formando una pila de forma triangular. Posteriormente, el manejo de úrea se llevará a cabo con un rascador de tipo portal, que deposita a la úrea en un transportador de banda lateral, por medio del cual se le envía a la sección de envase y embarque.

Con el fin de determinar el tipo de cimentación más adecuado a la estructura en proyecto, se realizó un estudio de mecánica de suelos consistente en sondeos del subsuelo y pruebas de laboratorio.

Durante los estudios del subsuelo que se llevaron a cabo para las instalaciones actualmente en construcción, se detectó un probable problema de licuación de arenas, precisamente bajo el área del almacén de úrea.

III.2 Descripción del Subsuelo en el Área de Pajaritos, Veracruz.

En la margen derecha del río Coatzacoalcos, y situada aproximadamente entre la barrera de médanos inmediata a la costa, al norte, la carretera a Villahermosa -- (Federal 180), al sur, y el ferrocarril del sureste, al oriente, se encuentra el área de Pajaritos.

En los siguientes párrafos se hace una breve descripción general de las condiciones del subsuelo en la zona de Pajaritos, dentro de las profundidades exploradas para fines de la Mecánica de Suelos y de la Ingeniería de Cimentaciones, es decir, en un espesor de 50 m. a partir del terreno natural.

III.2.1. La llanura de inundación.

Toda la zona es singularmente plana. Se trata de una penillanura. El río Coatzacoalcos, desde tiempo atrás, ha alcanzado en ella su etapa senil y ha llegado a su nivel de base, lo que quiere decir que la corriente no erosiona más en el sentido vertical sino que lo hace lateralmente, en el sentido horizontal, divagando por toda la extensa llanura de inundación que ha formado a través de siglos. Tal como se ve, el río Coatzacoalcos, al aproximarse al mar, después de recibir las aguas de su afluente principal, el Uzpanapa, se va ensanchando; en el -

río su pendiente se hace cada vez más pequeña y la velocidad del agua se reduce. Por consiguiente, la carga de partículas de suelo, (arenas finas, limos y arcillas) que todavía llevan en suspensión, se van depositando en las curvas interiores de los meandros, en las ampliaciones del curso y en toda la longitud de éste que se ve afectada por la marea, la cual se deja sentir en varios kilómetros río arriba. La marea tiene dos efectos que favorecen la sedimentación en el río, uno físico, al oponerse al flujo de la corriente y reducir con ello su velocidad de escurrimiento, y el otro químico, al provocar la floculación de partículas coloidales por la alta concentración de cloruro de sodio que lleva consigo.

III.2.2 Intemperismo.

En toda esta parte de la llanura costera rara vez se encuentran lomas que excedan de los 50 metros de altura; la gran mayoría no pasa de los 30 m. y son de perfiles suaves y redondeados, lo cual es signo de que los materiales que las forman son poco resistentes a la acción de la intemperie. La erosión de agua y viento y el ataque químico, son responsables de esta topografía.

La región es de muy alta precipitación pluvial (más de 2000 mm. anuales), de las más altas en la República Mexicana, por lo que no es raro ver numero

sas corrientes de agua, permanentes y temporales, surcando las planicies y escurriendo por las faldas de las lomas.

El ambiente marino, la humedad reinante y el clima caluroso, favorecen el intemperismo -- químico, el cual se delata tanto en los depósitos recientes como en los más antiguos: la vegetación de pantanos y estanques, al degradarse, a dado lugar a turba y a materia orgánica en proceso de descomposición. Las plantas, el agua y el aire, han producido, en las lomas, procesos de -- oxidación, algunos de ellos muy avanzados y profundos, que han dado lugar a suelos de colores cafés, rojos, anaranjados y amarillos. Se encuentran signos de oxidación y residuos de pantano aún a grandes profundidades.

III.2.3 Sismicidad.

De mucha trascendencia son, para la zona en estudio, las tres grandes fallas de la corteza terrestre que cruzan el territorio del estado de Veracruz y se internan en el Golfo de México, precisamente al norte de Coatzacoalcos. Son las fallas de Zacamboxo y de Clarión, que corren aproximadamente paralelas en el sentido W-E, y la probable falla del Istmo de Tehuantepec que cruza a éste en el sentido S-N. A ella están asociados los epicentros -- donde se han generado los sismos de mayores consecuencias -- en la región (dos de ellos están frente a Coatzacoalcos al Norte).

III.2.4. Zonificación.

La construcción del Complejo Petroquímico de Pajaritos y de sus instalaciones auxiliares, ha permitido conocer condiciones del subsuelo particulares de la margen derecha del río Coatzacoalcos. Aunque también aquí existen, en las lomas, suelos eóliticos y suelos residuales de las formaciones subyacentes, y en las áreas bajas suelos aluviales recientes de llanura de inundación y de pantano, hay diferencia en su composición, en su distribución y en sus propiedades mecánicas, que los distinguen de los suelos de la margen derecha.

Se ha observado en la localidad, que los suelos de las partes bajas ofrecen condiciones de cimentación notablemente diferentes a las de los suelos de las partes altas. Asimismo, se ha visto que estas diferencias obedecen, en general, a que se trata de suelos de diferente origen, de diferente proceso de formación y de diferentes propiedades mecánicas. Asociado a determinada geomorfología va determinado tipo de subsuelo, aún cuando dentro de él se observen varios contrastes. Teniendo en cuenta esto, y con el fin de aplicar un criterio general a la localidad en estudio y al área que en sí comprende, se ha decidido proponer y emplear la siguiente zonificación elemental (V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos): Zona A1

ta o Zona de Lomas, y Zona Baja o Zona de Inundación.

En la Zona Baja o Zona de Inundación, están ubicadas, en una buena parte, las obras de comunicación y de servicio, y en la Zona Alta o Zona de Lomas, se han concentrado de preferencia todas las unidades principales de las plantas.

En la Zona Baja abundan, en grandes espesores, suelos sueltos y blandos de baja resistencia al corte y de alta compresibilidad, en tanto que, en la Zona Alta, este tipo de suelos no aparece o, si acaso, aparece en muy pequeñas proporciones, y, a cambio, se encuentran materiales de media a alta consistencia y comparativamente más resistentes y menos compresibles que los de la Zona Baja.

ZONA BAJA

La morfología de la Zona Baja es la de una llanura de inundación. Fuera de los límites físicos del río y de la laguna, la topografía es plana: sólo escasas áreas emergen de los cuerpos de agua. Donde ésta está estancada, y ello es frecuente, se desarrolla una vegetación característica y en algunas partes se forman pantanos.

El suelo explorado en la Zona Baja puede considerarse constituido por dos secuencias de depósitos, que se denominarán Superior e Inferior. La superior, que alcanza

espesores entre 17 y 22 metros, es aluvial reciente, y está constituida por depósitos, en su mayor parte fluviales y en menor proporción eóliticos, constituidos por arcillas, limos y arenas finas, y mezclas de ellos, por lo general blandos y sueltos. La Inferior es una secuencia antigua, que está formada por lechos muy compactos de arenas gruesas y medias que con algo de gravas, y de arcillas arenosas fuertemente preconsolidadas, aparentemente de origen tanto marino como aluvial, que, según los estudios del área, se formaron en el Mioceno Medio y Superior y en el Pleistoceno. Abundan, en las dos secuencias, los materiales de colores verdes y blancos con tonos grises, aunque hay también algunas partes en los depósitos compactos profundos, de color amarillo, -- probable indicio de oxidación.

Secuencia Superior

Las porciones emergidas y las orillas del río y la laguna presentan, en los primeros cinco a diez metros, depósitos de arenas medias y finas uniformes, limpias y muy sueltas, aparentemente eóliticas y depósitos de arenas arcillosas, arcillas arenosas, limos arenosos y arcillas, todos muy blandos, que se pueden considerar como depósitos de playa fluvial o de aguas someras.

Debajo de los depósitos anteriores, donde estos existen, o a partir de la superficie del subsuelo, donde no, se descubren normalmente dos lechos relativamente --

gruesos de arcillas de alta plasticidad y arcillas arenosas de color verde y gris verdoso de consistencia variable de muy blanda a firme, separadas por una capa de arenas arcillosas y arenas finas y medias con grava fina y media de compactidad variable entre media y muy compacta.

En el lecho arcilloso superior, que alcanza espesores hasta de 8 a 11 m. se alternan arcillas arenosas con arcillas francas.

A profundidades variables entre 15 y 18 m., en los sondeos del río, y entre 11 y 15 m. en los de la laguna, se descubre el lecho arcilloso inferior. En el cauce del río y en algunas partes de la laguna este lecho está confinado entre capas de arenas y tiene un espesor reducido.

Secuencia Inferior.

Debajo de la Secuencia aluvial aparecen lechos de arcillas fuertemente preconsolidadas y de arenas de muy alta compactidad. Los primeros 5 a 8 m. de estos lechos antiguos, que se encuentran desde profundidades de 18 a 20 m. están representados, en los sondeos del río, por arcillas arenosas, arenas arcillosas y arcillas, de color gris, y de consistencia variable entre media y muy dura -- (N de 10 a más de 60, en pruebas de penetración estándar). A profundidades variables entre 27 y 32 m. en el río y en

la península, y a menor profundidad (17 a 25 m) en la laguna, se encuentran arenas de muy alta compacidad. Son arenas cuarzosas, medias y gruesas, blancas y grises, con contenido variable de gravas y de limo. La penetración estándar en estos materiales da más de 60 golpes.

ZONA ALTA

El subsuelo de la Zona Alta o Zona de Lomas contrasta con el de la Zona Baja o Zona de Inundación en diversos aspectos:

a. En la variedad y disposición de los suelos: Hay lomas formadas casi enteramente de arena, -los médanos-, y hay otras en que se alternan arenas con arcillas y limos en disposiciones y mezclas tan desordenadas que es muy difícil encontrar correlación entre dos sondeos, aún cuando estén uno cerca del otro.

b. En el grado de saturación. En todas las partes elevadas que sobresalen del agua, los suelos están parcialmente saturados. La profundidad del nivel freático es variable; coincide con el nivel del agua en el río o en la laguna, en las faldas de las lomas, y sube hasta 5 m. respecto a este nivel en el interior de éstas. Parece ser que existen también niveles colgados.

c. En los colores. Abundan en esta zona los --

suelos de colores cafés, rojos, anaranjados y amarillos, - que revelan procesos más o menos avanzados de oxidación.

d. En las propiedades mecánicas. Comparados - con los suelos de la Zona Baja, los de la Zona Alta tienen por lo común un contenido de agua bajo, y su resistencia - al corte, aunque muy variable, suele dar más valores altos que bajos.

Médanos.- La altura media de estos médanos - es de 30 m s.n.m. que es una altura frecuente en este tipo de estructuras eólicas. Forman el médano una secuencia superior de arenas finas, sueltas, que se extienden de 0 a - 3.50 m en siete sondeos, de 0 a 35 m en cinco sondeos y a profundidades intermedias en el resto, (de un total de 17 sondeos); y una secuencia inferior, de arenas compactas, - probablemente pertenecientes a la Formación Antigua, que - se encuentran a profundidades de 20 a 35 m. Entre las arenas sueltas y las arenas compactas existen arenas de compa - cidad media. El nivel freático aparece a 3 m sobre el ni - vel medio del mar, por lo que las arenas sueltas y algunas de las arenas medias están parcialmente saturadas.

Lomas inmediatas a la laguna.- En las lomas con alturas de 14 a 19 m. se pueden distinguir también dos secuencias. En la superior se encuentran, hasta profunda - dades variables entre 11 y 20 m., limos arenosos y arenas li

mosas color café y amarillo de compacidad variable de suelta a compacta (N de 5 a 50 golpes), teniendo, la mayoría, compacidades medias (N= 25 golpes). Subyace a estos suelos la secuencia inferior, formada por arenas limosas y arenas medias color café claro y, a veces, rojizas, muy compactas (N mayor de 60 golpes). Hay zonas, muy localizadas, en las que, desde la superficie, el suelo es muy compacto. El nivel freático se encuentra a una cota media de 5 m respecto al nivel medio del mar, y oscila \pm 1 m durante el año. Considerando la altura de estas lomas, los suelos entre 0 y - 10 m están parcialmente saturados. Hay otras lomas que difieren de las anteriores en que, en la secuencia superior, tanto inmediatamente abajo de la superficie como intercaladas entre las arenas limosas y los limos arenosos, que son semejantes a los anteriores descritos, se encuentran arcillas café y rojizas de blandas a firmes, así como mezclas también de consistencia variable, de arcillas, limos y arenas e inclusive, algunos estratos de turba consolidada.

III.2.5 Lomas del Complejo Petroquímico.

El Complejo Petroquímico de Pajaritos se ha desarrollado en una planicie artificial, unos 2.5 Km al sur de la laguna. Para crear esa planicie se realizaron importantes movimientos de tierra, que implicaron la excavación de las lomas antes existentes y el relleno de peque -

ños valles de arroyos y de la parte oeste del terreno. La cota media final de la planicie es de + 8.50 m sobre el nivel medio del mar. Las lomas originales tenían alturas de 15 a 25 m y las zonas bajas de 2 a 5 m, por lo que se tuvieron que hacer cortes de hasta 16 m y terraplenes de altura máxima de 7 m. Las paredes de los cortes son prácticamente verticales. En los taludes expuestos se observa la gran heterogeneidad de los suelos que forman las lomas. Esta heterogeneidad es atribuible principalmente a variaciones en el grado de alteración por intemperismo sufrido por los suelos, el cual penetra hasta profundidades importantes, en ocasiones hasta la totalidad de la profundidad explorada. La mayor parte de los sondeos se hicieron estando la plataforma terminada. La descripción que sigue supone a la superficie de ella como superficie del terreno.

Secuencia Superior.

En general se encuentra, en la parte superior, arcillas, arcillas limosas, limos y arcillas arenosas color café amarillento, de consistencia variable entre media y dura (N de 40 a 50 golpes) alternadas con arenas finas y medias de compacidad suelta a media (N de 10 a 30). El espesor de estos suelos varía entre 4 y 10 m. Hay mayor proporción de suelos cohesivos en general, y en particular, en las porciones oriente, central y norte; en las partes sur y poniente

abundan las arenas.

Aparece debajo de estos suelos, en la parte central del Complejo, una capa que alcanza espesores hasta de 7 m (profundidad de 11 a 18 m) constituida por arcilla, arcilla limosa y arcilla arenosa, color café amarillento, de consistencia blanda a muy firme (N de 2 a 20).

Secuencia Inferior.

La secuencia del suelo antes descrita, descansa a profundidades variables entre 25 y 40 m sobre la secuencia inferior, constituida por arenas y arenas limosas muy compactas (N mayor de 60 golpes).

En los sondeos más profundos de las partes oriente, central y norte del Complejo, se encontraron, en las porciones finales de los mismos, (profundidades de 25 m en el oriente y de 35 m y mayores en las otras partes) lechos arcillosos muy duros (N mayor de 60 golpes).

Es interesante hacer notar que en algunos sondeos se descubrieron, casi desde la superficie, suelos (arenas y arcillas) que se pueden considerar de la secuencia inferior por su clasificación y su alta compacidad y consistencia. Es probable que estos sondeos se hayan localizado en el núcleo de las lomas, donde el intemperismo ha degradado menos las formaciones originales. El nivel freático se ha-

encontrado a profundidades de 3 a 4 m bajo la superficie - de la plataforma del Complejo, que corresponde de 4.50 a - 5.50 m arriba del nivel medio de la laguna. En algunos casos se ha visto que la piezometría es irregular y que no es posible definir un nivel freático.

III.2.6 Desarrollo Estructural de la Zona.

Dado el carácter industrial de esta área, - prácticamente no hay construcción urbana, y las estructuras de mayor importancia están concentradas en plantas de producción y en las instalaciones de servicio de las mismas.

En el área de Pajaritos se tienen, plantas petroquímicas, de fertilizantes y de sosa, que cuentan también con servicios portuarios en la laguna. Destacan entre ellas las de PEMEX del Complejo Petroquímico (Etileno, Acetaldehído y Derivados Clorados), la Termoeléctrica, operada con gas, de la CFE, y las plantas de participación estatal, Tetraetilo de México, Sales y Alcalis y Fertilizantes Fosfatados.

Las plantas industriales mencionadas, consisten de estructuras de concreto y de acero, siendo más numerosas estas últimas. En orden de importancia, (de las estructuras más pesadas y más sensibles a asentamientos diferenciales, a las simples y ligeras) se tiene, en general:

a. Torres de proceso elevadas, lo mismo-- que estructuras esbeltas y muy pesadas, como silos, hornos y chimeneas.

b. Recipientes poco flexibles y relativamente pesados, edificios principales de las plantas, tanques horizontales de almacenamiento, calderas, compresoras y la mayor parte de las unidades de proceso.

c. Tanques de almacenamiento verticales, flexibles, de fondo plano.

d. Transformadores, bombas, soportes de tubería y equipo poco sensible a asentamientos.

e. Torres de enfriamiento, cisternas y otras estructuras menores.

Especial mención merecen las dos obras más importantes de comunicación en el lugar. Una es el tramo de la carretera Transísmica que une Minatitlán con Coatzacoalcos (22 Km); el cual tiene una calzada de 7.5 m de ancho y está hecho, casi en su totalidad, sobre un terraplén desplantado en el llano cenagoso que separa las dos ciudades. La otra es el puente de Coatzacoalcos, con el que se logra la comunicación, por tierra, con el sureste. Es una estructura de traveses de concreto presforzado, que cruza el río a la altura de la isla de Pajaritos, dos kilómetros

aguas arriba de la población de Coatzacoalcos, con una longitud de 965.87 m con dos calzadas, una de 7 m de ancho para carretera y otra de 3.4 m de ancho para ferrocarril. Sobre el cauce principal del río tiene una estructura metálica levadiza de un claro de 66 m que da un espacio libre para la navegación de 64 m de ancho por 35 m de alto.

III.3 Descripción del Subsuelo en la Unidad de Pajaritos de Fertilizantes Mexicanos, S.A.

El sitio de la obra se localiza dentro del Complejo Industrial Pajaritos. Ocupa un área de 800x1000 m aproximadamente, orientado en la dirección Norte-Sur. Se encuentra limitado al Norte por la Laguna de Pajaritos y al Sur por la carretera a Rabón Grande.

En la zona poniente del terreno se encuentran las instalaciones actuales de FERTIMEX.

La topografía original del terreno presentaba dos zonas: La zona alta con elevaciones de 6 m ó mayores con respecto al nivel del mar, y la zona baja con elevación media de 2.00 m, localizadas respectivamente al Sur y Norte. Parte de la zona baja estaba cubierta por pantano.

En términos generales, el subsuelo está -- constituido por materiales sedimentarios y de origen aluvial.

ZONA ALTA

Ocupa aproximadamente 400 m del terreno en la parte Sur. Está constituida principalmente por arenas finas, arenas limosas y arenas arcillosas de consistencia media a -- firme. El estrato firme que se localiza en este lugar a la elevación de -10 m aproximadamente, está constituido por arena y grava fina de alta compacidad.

De acuerdo con la topografía de esta zona existen lomas y valles. En los valles, los suelos superficiales están constituidos por materiales arcillo-arenosos de aproximadamente 1.00 m de espesor y debido a las características impermeables de estos materiales, el nivel de aguas freáticas se encontró cerca de la superficie.

En la parte más alta de esta zona se hicieron trabajos de terracerías para tener una elevación media de 16 m.

ZONA BAJA

Localizada en la parte norte del predio, con elevaciones menores de 6 m. Presenta un desnivel de aproximadamente 3.5 m siempre hacia el extremo norte.

El subsuelo de esta zona está constituido principalmente por arena fina arcillosa y arena limosa, cuya compacidad es errática, con capas sueltas, medias y densas, intercaladas entre sí hasta 10 y 25 m de profundidad (eleva-

ciones -14 y -23 m aproximadamente), la parte más profunda se encuentra cercana a la laguna.

El pantano que ocupa parte de la zona baja, presenta en los primeros 2.00 a 2.5 m de profundidad con respecto al terreno natural, arcilla orgánica y arena fina arcillosa gris oscuro y negro, de consistencia blanda a media y de compacidad muy suelta a suelta respectivamente.

A partir de este estrato y hasta el estrato firme se encuentran series de materiales constituidos por arena fina limosa no plástica, arena fina arcillosa y arena fina arcillo-limosa cuya compacidad es muy variable, intercalándose estratos sueltos, medianamente compactos y muy compactos hasta llegar al estrato firme a 25 m de profundidad.

Actualmente la zona baja se encuentra con relleno de arenas limosas y gravas, hasta la elevación 5 m. Dicho relleno fue colocado a volteo y no se llevó control de compactación quedando en algunos lugares en estado muy suelto.

III.3.1 Trabajos de Campo.

Con el fin de determinar las características estratigráficas del subsuelo hasta 30 m de profundidad, en la zona del almacén de úrea, se efectuaron cinco sondeos mixtos denominados SM-1 a SM-5, alternando el uso de la herramienta de penetración estándar con el muestreador

de pared delgada tipo Shelby y el tubo Shelby dentado.

Con la herramienta de penetración estándar se obtuvieron muestras alteradas en tramos de 90 cm de longitud, alternadas con tramos de muestra inalterada de la misma longitud, obtenida con tubo Shelby o tubo dentado.

Los sondeos SM-1 a SM-3 se localizan en el área de la bodega, mientras que el SM-4 y SM-5 se encuentran en la zona de vías respectivamente, según se indica en la (Figura III-1).

Estratigrafía y Propiedades del Subsuelo.

La estratigrafía definida mediante los sondeos de la zona del almacén es la siguiente:

Superficialmente se observa arcilla de baja compresibilidad y contenido de agua variable de 16 a -- 40%; en el sondeo SM-1 se encuentra de +3.64 a + 1.74 m, * - en el sondeo SM-2 de +2.90 a + 1.70 m y en el SM-3 de --- + 5.83 a + 5.08 m. A continuación se tiene arena de compacidad suelta a media cuyo contenido de agua medio es de -- 20%, excepto en pequeñas vetas arcillosas aisladas donde el contenido natural de agua alcanza valores de 52%, encontrándose ésta de + 1.74 a - 9.05 m, de + 1.70 a - 13.70 m y de + 5.08 a - 7.87 m en los sondeos SM-1 a SM-3 respectivamente. El sondeo SM-1 detectó un lente de arena muy com-

* Todas las elevaciones están referidas al nivel medio de baja marca.

pacta de - 0.76 a - 2.86 m, y el SM-3 registró un lente de limo de alta compresibilidad con contenido de agua variable de 45 a 70% de + 1.73 a + 0.83 m.

En seguida se tiene arena muy compacta con contenido natural de agua medio de 30% en el sondeo SM-1 y de 20% en los sondeos SM-2 y SM-3, la cual se localiza de - 9.96 a - 19.86 m, de - 13.70 a - 15.50 m y de - 7.87 a - 10.97 m en los sondeos SM-1 a SM-3 respectivamente.

En el sondeo SM-1 de - 19.86 a - 26.36 m se encuentra arena de compacidad media a muy alta cuyo contenido de agua medio es de 30%.

El sondeo SM-2 registró una lente de arcilla de consistencia muy dura a firme y contenido natural de agua medio de 30% y se localiza de - 15.50 a - 21.90 m, encontrándose inmediatamente después arena medianamente compacta hasta - 27.10 m.

Finalmente, en el sondeo SM-3 la arena de mediana compacidad se encuentra de - 10.97 a - 22.37 m, -- siendo su contenido de agua de 20% en promedio, salvo en -- pequeñas vetas arcillosas aisladas en donde el contenido -- natural de agua alcanza valores hasta de 50%. A continua -- ción se tiene una arcilla de consistencia firme y contenido -- natural de agua variable de 25 a 56% que llega hasta --

- 24.47 m. De - 14.07 a - 14.67 m se detectó una lente limo arcillosa de alta compresibilidad cuyo contenido de agua varía de 20 a 50%.

En la Figura III-2 se presenta el corte estratiográfico que une los sondeos SM-1 a SM-3.

La estratigrafía definida por el sondeo -- SM-4 localizado en la zona de patio de maniobras es la siguiente:

De + 3.31 a + 2.41 m se tiene arena arcillo sa con contenido de agua de 15 a 22%. En seguida y hasta + 1.91 m una arcilla de alta compresibilidad y consisten cia muy blanda cuyo contenido natural de agua es de 40%. A partir de + 1.91 y hasta - 26.89 m se encuentra arena arc illosa con contenido de agua variable de 20 a 35% salvo en una pequeña veta arcillosa aislada que se encuentra aproximadamente a - 3.49 m, donde el contenido natural de agua es de 66%. La compacidad de esta arena varía de la siguiente forma: de + 1.91 a - 1.59 m media, de - 1.59 a - 6.19 m suelta a alta, de - 6.19 a - 17.49 m alta a muy alta, de - 17.49 a - 23.79 m media y de - 23.79 a - 26.89 m muy alta.

La columna estratigráfica definida por el sondeo SM-5 localizado en la zona de vías es la siguiente:

De + 5.57 a + 1.57 m se tiene arena fina - arcillosa de mediana compacidad y contenido natural de agua variable de 20 a 30%. A continuación y hasta - 0.33 m se encuentra arcilla de compresibilidad alta a baja, con consistencia blanda y contenido de agua variable de 23 a 50%. En seguida hasta - 8.93 m arena arcillosa de compacidad -- suelta a muy alta cuyo contenido de agua medio es de 20%. De - 8.93 a - 10.33 m se tiene arcilla de baja compresibilidad, muy dura y contenido natural de agua medio de 20%. Inmediatamente, de - 10.33 a - 18.43 m se encuentra arena arcillosa de compacidad alta a muy alta y contenido de agua de 20% en promedio. De - 18.43 a - 19.23 m una pequeña lente arcillosa de consistencia muy dura y con contenido natural de agua de 35%. En seguida se encuentra arena fina muy compacta y contenido de agua variable de 15 a 28% y hasta - 21.33 m. Finalmente de - 21.33 a - 24.63 m, se tiene arcilla de alta compresibilidad de consistencia firme y contenido natural de agua variable de 15 a 56%.

III.4. Evaluación de la Susceptibilidad de Licuación de las Arenas Seltas.

De los seis criterios expuestos anteriormente para evaluar la posibilidad de licuación, solamente se van a utilizar tres en este trabajo, ya que de los restantes no se tiene la información que requieren para poderse utilizar.

El estrato licuable que se analizará es el comprendido entre las cotas - 1.50 y - 6.00 m, del sondeo SM-2 (Figura III-3).

III.4.1 Criterio de Kishida.

Condiciones de licuación:

a. El nivel de aguas freáticas sí se encuentra cerca de la superficie.

Para $Z = 4.50$ m se tiene:

b. $2 \text{ mm} > D_{50} > 0.074 \text{ mm}$

$D_{50} = 0.21 \text{ mm}$ (De la Figura III-4)

$2 \text{ mm} > D_{50} = 0.21 \text{ mm} > 0.074 \text{ mm}$

c. $Cu < 10$

$Cu = 3.28 < 10$ (De la Figura III-4)

d. El espesor del estrato no licuable arriba del licuable debe ser menor que 8 m.

Estrato superficial no licuable = 3.00
(del terraplen) + 1.50 (CL) = 4.50 m < 8 m

e. $r = \frac{\text{Espesor estrato no licuable}}{\text{Espesor estrato licuable}} < 1$

$$r = \frac{4.50}{4.50} = 1$$

De lo anterior se observa que el estrato en estudio tiene grandes posibilidades de licuarse.

Analizando las condiciones que el suelo debe cumplir para no ser susceptible a licuación, obtenemos:

a. Presión efectiva de confinamiento (σ'_o) superior a 2 Kg/cm^2 .

Para $Z = - 4.50 \text{ m}$

$$\sigma'_o = 2 (0.80) + 1.92 (2.10) + (1.92 - 1.0) (1.60)$$

$$\sigma'_o = 7.104 \text{ Ton/m}^2 < 20 \text{ Ton/m}^2 \text{ ó } 2 \text{ Kg/cm}^2$$

b. $Cr > 75\%$

Cr es mucho menor del 75%

Por lo tanto, se observa que la probabilidad de que el estrato arenoso considerado se licue, es muy grande.

III.4.2 Criterio de Oshaki.

Condiciones de licuación:

a. Nivel de aguas freáticas cerca de la superficie.

Para $Z = 4.50 \text{ m}$ se tiene:

$$b. 2 \text{ mm} > D_{60} > 0.20 \text{ mm}$$

$$D_{60} = 0.23 \text{ mm} \text{ (De la Figura III-4)}$$

$$2 \text{ mm} > D_{60} = 0.23 \text{ mm} > 0.20 \text{ mm}$$

$$c. D_{10} < 0.10 \text{ mm}$$

$$D_{10} = 0.07 < 0.10 \text{ mm (De la Figura III-4)}$$

$$4. N_{sp} < 2Z$$

$$N_{sp} = 2 \text{ para } Z = 4.50 \text{ m}$$

$$\text{Por lo que } N_{sp} = 2 < (9 = 2Z)$$

Por lo tanto, se observa que el suelo podría licuarse.

III.4.3 Criterio de Seed e Idriss.

Este es un criterio menos rústico que los dos anteriores, necesitando por lo tanto más datos del subsuelo y de la zona en estudio, para su utilización.

$$\frac{\tau_{\text{máx}}}{\sigma'_o} = 0.65 \frac{\gamma Z}{\sigma'_o \cdot g} a_{\text{máx}} \cdot r_d$$

Donde:

$$Z = -4.50 \text{ m} \quad \text{n.a.f. a } -2.90 \text{ m.}$$

$$\gamma Z = 2 (0.8) + 1.92 (3.70) = 8.704 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma'_o = 2 (0.8) + 1.92 (2.10) + 0.92 (1.60) =$$

$$7.104 \text{ Ton/m}^2 = 0.66 \text{ Ton/ft}^2$$

$$r_d = 0.96 \text{ De la Figura III-5 para } Z = -4.50 \text{ m}$$

$$a_{\text{máx}} = c \cdot g$$

El coeficiente sísmico "c" se puede obtener de reglamentos de construcción para el diseño de estructuras, o de espectros de aceleración obtenidos de sismos oc

rridos en la zona en estudio.

Del Reglamento de Construcción del D. F., se observa que para diferentes estructuras el valor de c varía entre 0.06 y 0.15, por lo que en forma conservadora eligiéremos el valor de $c = 0.15$, con lo que la aceleración máxima resulta de

$$a_{\text{máx}} = 0.15 \text{ g} \quad \text{cm/seg}^2$$

Sustituyendo valores nos resulta que:

$$\frac{Z}{\sigma'} = 0.65 \frac{(8.704)}{(7.104)} (0.15 \text{ g}) (0.96)$$

$$\frac{Z}{\sigma'} = 0.1147$$

representando dicho valor, la relación de esfuerzos que el sismo de diseño es capaz de producir.

$$N = N_{\text{sp}} \cdot C_n$$

Donde para $Z = 4.50 \text{ m}$

$$N_{\text{sp}} = 2$$

$$C_n = 1 - 1.25 \log \frac{\sigma'}{\sigma'_0}$$

$$C_n = 1 - 1.25 \log \frac{0.660}{1.0}$$

$$C_n = 1.22$$

Sustituyendo valores:

$$N = 2 (1.22)$$

$$N = 2.44$$

Para el valor de N calculado se obtiene su valor correspondiente en la gráfica de la Figura II-4, el cual representa la relación de esfuerzos que el suelo es capaz de soportar antes de licuarse, siendo dicho valor de

$$\frac{\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}_0} = 0.035 < 0.1147$$

Por lo que se concluye que el estrato en estudio es muy factible que se licue, bajo la acción de un sismo.

En base a los resultados obtenidos en los tres criterios utilizados, se recomienda que se mejoren -- las características físicas del subsuelo del almacén de -- úrea, para disminuir de esta forma la susceptibilidad de -- licuación en dicho suelo.

III.5 Análisis de la Cimentación.

Tomando en cuenta la estratigrafía del subsuelo y los tipos de estructura que se construirán, se considera que la cimentación más adecuada para la estructura metálica y las vías de las grúas móviles cargadoras será a base de pilotes de punta apoyados en la capa de arena de -- compacidad alta que se observa en el corte estratigráfico.

Adicionalmente se consideró la forma más -- adecuada para recibir la carga que transmitirá la úrea al --

subsuelo. Existen dos alternativas: la primera consiste en construir un firme armado que resista las deformaciones elásticas derivadas de la carga y descarga de la úrea, así como los asentamientos diferenciales por carga estática y carga dinámica. La segunda sería apoyar la úrea en una losa rigidizada que descansa sobre pilotes de concreto o similares, de tal modo que los hundimientos diferenciales y totales, por carga dinámica, de las capas sueltas superficiales sean independientes de la estructura que soporta la úrea.

La primera de las soluciones es factible, sólo que se garantice que las deformaciones por carga dinámica (sismo) sean tolerables. En caso de no ser así se podrían mejorar los materiales sueltos por explosiones y por precarga; pudiéndose derivar de ello una tercera alternativa que consiste en apoyar la totalidad de las estructuras superficialmente. La segunda alternativa no se considera factible desde el punto de vista económico.

A continuación se presentan los cálculos de capacidad de carga para pilotes apoyados de punta, y de los hundimientos para cimientos superficiales.

III.5.1 Capacidad de Carga de Pilotes Desplazados a la Elevación - 22 m.

Para determinar la capacidad de carga de cimientos profundos se utilizó el criterio de Meyerhof, me

dante la siguiente expresión:

$$q = \gamma D_f \left[N_q + \left(\frac{D}{D_1} N'_q - N_q \right) \right]$$

Donde:

q , capacidad de carga última en ton/m^2

γ , peso volumétrico del suelo en ton/m^3

D_f , profundidad de desplante de los pilotes en m

D , profundidad de empotramiento dentro de los materiales compactos

D_1 , profundidad de empotramiento teórica total dentro de los materiales compactos

N_q y

N'_q , factores de capacidad de carga que dependen del ángulo de fricción interna de los materiales de apoyo

Se consideró una profundidad de desplante a la elevación - 22 m alrededor de los sondeos SM-1 y SM-2, una profundidad de empotramiento mínima en materiales compactos de 2 m y un ángulo de fricción interna de 35° , con lo que se obtuvo la gráfica de la Figura III-5 donde se -- presenta la carga admisible de pilotes en función del diámetro para un factor de seguridad de tres.

Los hundimientos que tendrá este tipo de cimentación no se pueden calcular en vista de que la estratigrafía bajo los materiales de apoyo no está suficientemente definida. No obstante, se puede afirmar que serán de

escasa magnitud en vista de que los apoyos quedarán muy separados entre sí.

En la zona cercana al sondeo SM-2 habrá necesidad de revisar la profundidad de apoyo de los pilotes en función de las cargas; ya que, en caso de desplantar los pilotes a la elevación - 22 m, se tendría una lente de arcilla blanda a media muy cercana a la punta. En estas -- condiciones conviene apoyar los pilotes a una elevación variable entre 12 y 20 m siempre y cuando los asentamientos -- que se generen sean tolerables y la estratigrafía pueda -- ser definida con más precisión, especialmente entre los -- sondeos SM-2 y SM-3.

III.5.2 Hundimientos por Consolidación de los Estratos Arcillosos.

Se estimaron los hundimientos totales y diferenciales que ocurrirán a largo plazo, considerando las curvas de compresibilidad obtenidas, las cargas proporcionadas por el Departamento de Ingeniería de FERTIMEX y el corte estratigráfico definido hasta la máxima profundidad explorada.

Teniendo en cuenta las variaciones estratigráficas, se observa que en el centro de la bodega se tendrían los hundimientos máximos; sumarían 30 cm de los cuales 20 cm corresponden a las lentes arcillosas profundas -

(elevaciones - 15 a - 22 m) y 10 cm a la capa arcillosa superficial. En estas condiciones los hundimientos diferenciales resultarán de 20 cm en 60 m lo cual es tolerable, - en caso de que el estrato arcilloso profundo tuviera variaciones graduales de espesor según se observa en la Figura III-2.

III.5.3 Movimientos Elásticos de los Suelos Arenosos.

Se estimó el movimiento elástico máximo ocasionado por la carga total de la bodega de grúa, mediante la expresión:

$$\Delta H = p \frac{B (1-U^2)}{E} I$$

Donde:

ΔH , hundimiento en cm

P, presión de contacto en ton/m^2

B, ancho de la zona de carga

U, relación de Poisson

I, factor de forma

E, módulo de elasticidad en ton/m^2

Se consideró una presión de contacto media de 6 ton/m^2 , un ancho de 60 m, una relación de Poisson de 0.45 y un módulo de elasticidad de 9000 ton/m^2 , obtenido a partir de las pruebas triaxiales. Con lo anterior se ob-

tuvo una deformación elástica máxima de 6 cm al centro y - de 17 cm en la esquina.

III.6 Observaciones y Recomendaciones al Proyecto.

La actual superficie del suelo está a una elevación aproximada de + 5.0 m, que fue formada en parte por arenas fangosas arrastradas de la Laguna de Pajaritos y en parte de material de excavaciones de la zona alta sur. El material de relleno no fue compactado y su composición es errática.

La superficie del suelo era irregular y cubierta de vegetación la que fue dejada en el lugar cuando se vertió el relleno en la superficie. Había también depósitos locales de yeso que resultaron de accidentes de tuberías y que fueron dejados en el lugar bajo el relleno.

Los marcos de concreto pretensado, el piso de concreto que sirve de apoyo a la grúa y la excavadora, requieren una cimentación que no esté sujeta a asentamientos diferenciales bajo la carga inicial y a ciclos de llenado y vaciado de la grúa. También, porque la posibilidad de licuación debida a la actividad sísmica debe ser eliminada.

El único medio factible para proveer una -

cimentación satisfactoria en el sitio, es por el método de precarga combinado con técnicas de explosiones. El propósito de precarga es para consolidar el material suave y compresible (arcillas fangosas compresibles y arenas fangosas) y el de explosiones, bajo carga, para densificar las arenas finas uniformes.

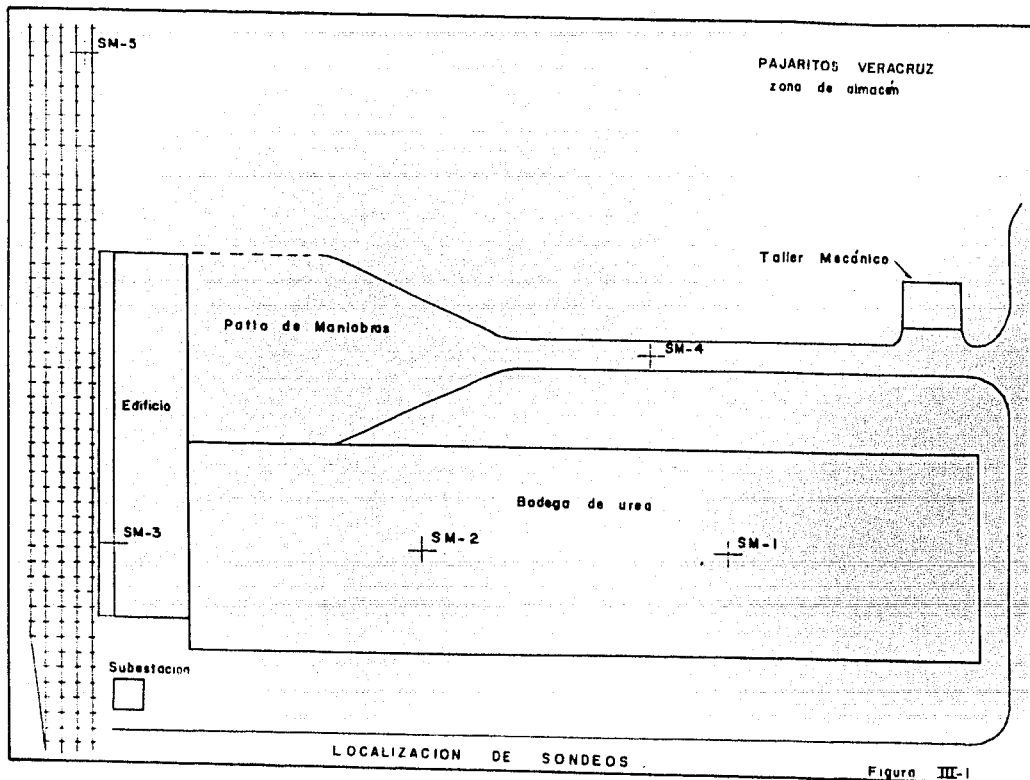
Se recomienda que el área sea precargada - en secciones, cada sección de aproximadamente 70 x 70 m y con una altura de 8 m ó con una carga 30% mayor que la carga máxima de la estructura y de la órea almacenada (10 Ton/m²). La primera sección constituirá una sección de prueba - que será instrumentada para determinar el tiempo requerido de precarga, la magnitud de los asentamientos, el incremento y disipación de la presión de poro, movimientos laterales, y las aceleraciones producidas por las explosiones.

Cada sección de precarga puede ser colocada y removida en un periodo de aproximadamente un mes, aunque esto necesita ser verificado por las mediciones hechas durante la prueba en la primera sección.

Después que la precarga ha sido removida, - tanto como sea posible el relleno suelto heterogeneo existente deberá ser también removido y reemplazado por un relleno satisfactorio compactado, para soportar los cimientos y la losa de piso.

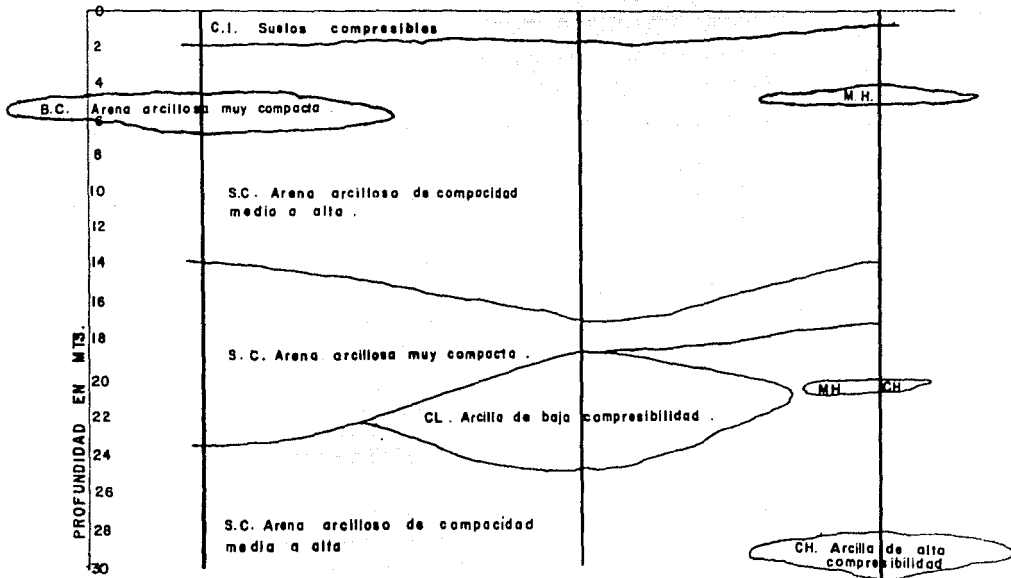
Sí depósitos de yeso son encontrados durante la extracción del relleno, éstos deberán también ser removidos y reemplazados con material satisfactorio. Particular cuidado deberá ser considerado para designar adecuadas facilidades de drenaje superficial para prevenir infiltraciones de agua de lluvia que podrían disolver cualquier residuo de yeso.

Futuros estudios necesitan ser hechos para el problema de la resistencia en la cimentación de las paredes del almacén. Una posibilidad sería proveer cortos -- tensores postensados que anclaran el cimiento de la pared con la vía de apoyo del rascador. Las tres naves están diseñadas como una sola unidad, por lo que previsiones deberán ser tomadas en cuenta para resistir la diferencia de empujes horizontales desarrollados por el viento y por acciones sísmicas sobre cada estructura separadamente.



PERFIL ESTRATIGRAFICO PROBABLE SEGUN LA LINEA QUE UNE LOS SONDEOS Figura III- 2
 SM-1 SM-2 y SM-3

N O 712	O 812	O 1912
S M 1	2	3



OBRA No. GII- 7713
 LOCALIZACION PAJARILLOS, VERACRUZ
 Zona de Almacen
 TIPO DE SONDEO MIXTO, SIM - 2
 COTA + 2.90 msnmbm
 N.A.F.

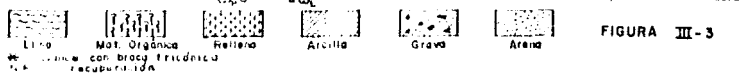
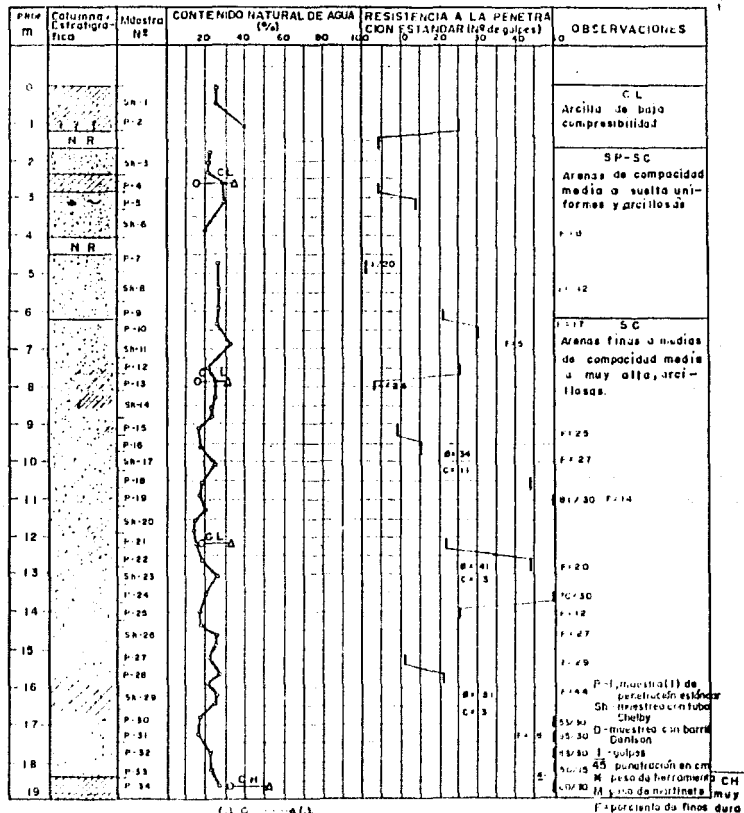


FIGURA III-3

OBRA No. GHI- 77123

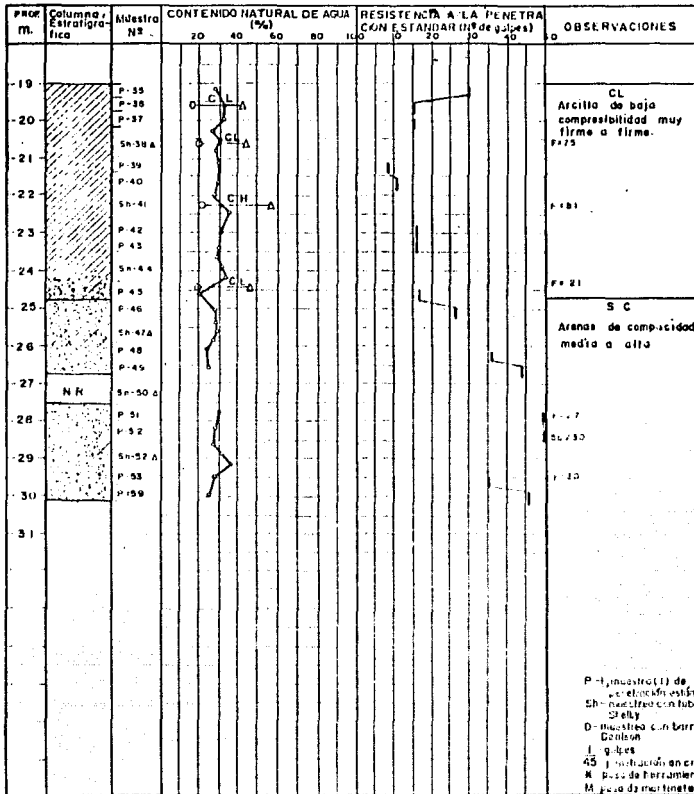
LOCALIZACION PAJARITOS, VERACRUZ

Zona de Almacén

TIPO DE SONDEO MIXTO, SM-2

COTA

N.A.F.



P-1 muestra (1) de
estudio en estubo
Sh- muestra con tubo
Shelly
D- muestra con barra
Coulson
J- g. let
45- muestra en cm
M- peso de herramienta
M- peso de martinete
F- porcentaje de finos

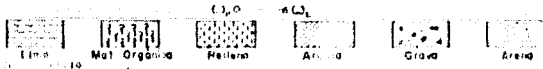


FIGURA III - 3

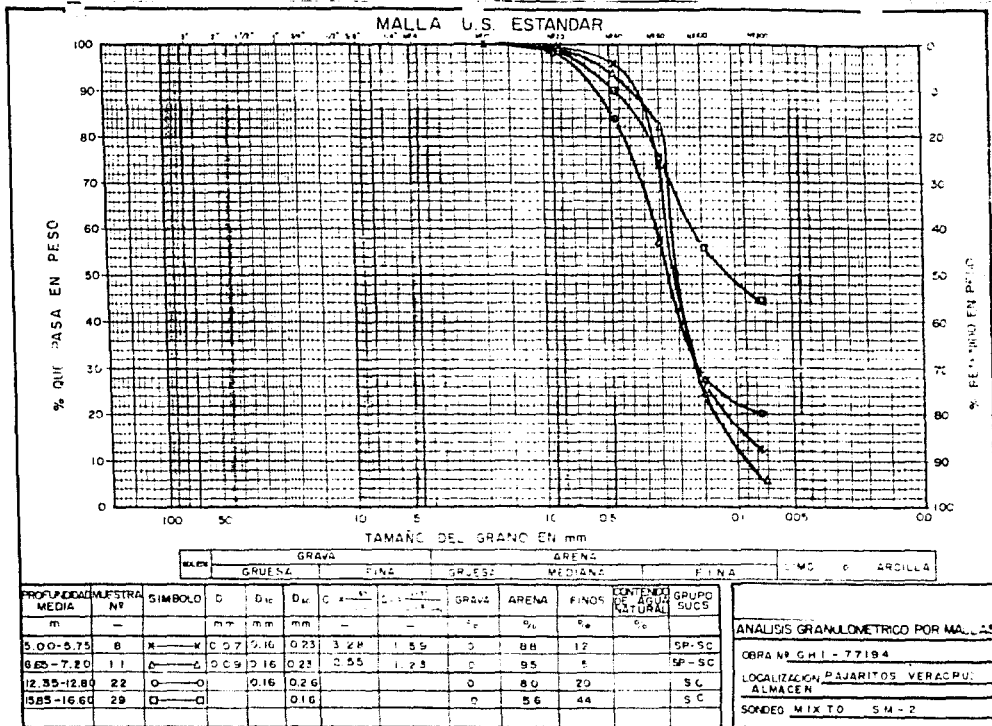
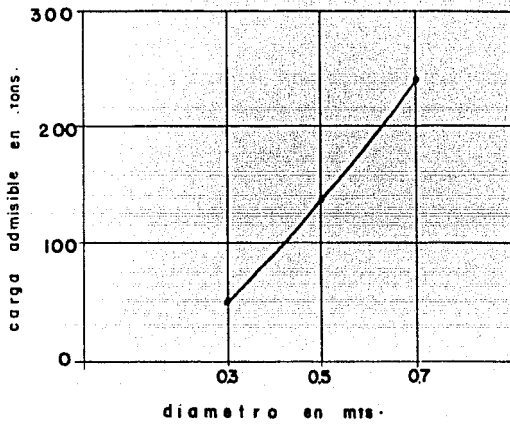


FIGURA III-4

PAJARITOS VERACRUZ

zona almacén

Figura III - 5



CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES
DESPLANTADOS A LA ELEVACION - 22 m.

Conclusiones

C O N C L U S I O N E S

El fenómeno de la licuación de suelos granulares es un tema de gran importancia en la Mecánica de Suelos por las grandes consecuencias que trae -- consigo su presencia, no habiéndose aclarado plenamente hasta el momento dicho fenómeno. Por el momento ya se conocen sus causas y el proceso de evolución que sigue para disminuir la resistencia al esfuerzo cortante de las arenas. Lo que no se ha podido determinar con certeza, es un procedimiento de evaluación a la susceptibilidad a la licuación de las arenas que sea 100% -- preciso, ya que los tres métodos existentes: empíricos, simplificados y de análisis de respuesta del terreno, son sólo aproximados. El que da valores más reales es el último, utilizando complejos programas de computadora y una gran cantidad de información, por lo que se vuelve difícil de utilizar, poco accesible y de alto costo.

Los métodos de evaluación simplificados toman en cuenta tanto las características físicas del suelo, como los esfuerzos que se desarrollarán en él al tratar de licuarlo, por lo que es un méto-

do un poco más aproximado que los empíricos, aunque no deja de ser por esto impreciso en su resultado.

Para el análisis de una cimentación en donde se observa que es factible la licuación del suelo de apoyo, lo lógico para determinar la susceptibilidad a la licuación de dicho suelo, sería aplicando uno de los métodos de análisis de respuesta -- del terreno por ser estos más precisos que los otros dos. Sin embargo, esto no es siempre posible, debido a que los programas de computadora en que están basados los hay sólo en algunas Universidades de Estados Unidos y Canadá, no siendo accesibles a cualquier persona, y que además todavía se encuentran en su etapa de investigación y perfeccionamiento.

Es necesario aclarar que los altos costos para la aplicación de uno de estos programas hace imposible su utilización a todo tipo de obra, siendo mejor utilizar uno o varios procedimientos de los otros dos métodos de evaluación, y en caso necesario, hacer alguna o varias pruebas de campo que proporcionen la información complementaria para determinar si el suelo es susceptible o no, a su

frir licuación.

En caso de que el suelo en estudio, o algún estrato de él sea susceptible a licuarse, los procedimientos que hay para densificarlo son tres: por--vibroflotación, por explosiones y por impacto dinámico. Cada uno tiene su rango de aplicación, - por lo que hay que elegir el más apropiado para - cada caso determinado.

Uno de los objetivos de este trabajo, es el de -- proporcionar a las personas interesadas en el fenómeno de la licuación la información necesaria - para un conocimiento más amplio del tema, en la - inteligencia de que los resultados que se obtengan de la aplicación de uno o varios criterios de los existentes, no serán 100% precisos, aportando las bases necesarias para hacer un juicio más amplio y acertado de las condiciones del suelo en estudio, y las decisiones así tomadas sean las corectas.

Bibliografia

B I B L I O G R A F I A

Barkan, D.D., 1962. Dynamics of Bases and Foundations McGraw-Hill, New York.

Broms, B.B., and Forssblad, L., 1969, Vibratory compaction of cohesionless soils. Proc. Speciality Session No. 2, Seventh Internatl. Conf. Soil-Mech. Found., México City.

Casagrande, A., 1938. The shearing resistance of soils and its relation to the stability of earth dams. Proc. Soils and Foundation Conference of the U.S. Engineer Department. Boston, Mass.

Casagrande, A., 1976. Liquefaction and cyclic deformation of sands: A Critical Review. Harvard soil Mechanics series No. 88.

Castro, G., 1969. Liquefaction of sands. Report 81, Harvard Soil Mechanics Series, Harvard University, Cambridge, Mass.

Díaz, A.R., 1978, Efectos sísmicos en suelos granulares, IV Curso Internacional de Ingeniería Sísmica, México, D.F.

D'Appolonia, D.J., and D'Appolonia, E., 1967.
Determination of the maximum density of cohesionless
Soils. Proc. Third Asian Regional Conf. on Soil
Mech and Foundation Engrg., Haifa, Israel.

Juarez Badillo y Rico Rodríguez, Mecánica de Suelos.

Kishida, H., 1969. Characteristics of liquefaction
of Level sandy ground during the Tockachioki
earthquake.

Lee, K.L., and Albaisa, A., 1974. Earthquake
induced settlements in saturated sands. Proc. ASCE,
100 (GT 4)

Marsal, R.J., 1961. Behavior of a sandy uniform soil
during the Jaltipan earthquake, México. Procs. 5 th
International Conference on Soil Mechanics and Foun
dation Engineering, Vol I.

Martin, G.R., Fenn, W.D. and Seed, H.B., 1975. Funda
mentals of liquefaction under cyclic loading, Jour
nal of the Geotechnical Engineering Division, No.
GT 5.

Oshaki, Y., 1969. Effects of sand compaction on li
quefaction during the Tokachioki earthquake. Soils
and Foundations, 10 (2).

Pike, R., Chan, C.K., and Seed, H.B., 1974. Settlement and liquefaction of sands under multi-directional shaking. Report EERC 74-2, Earthq. Engrg. Res. Center, University of California, Berkeley, California.

Seed and Idriss, Evaluation on soil liquefaction - potential during earthquakes. University of California, Berkeley, California.

Seed, H.B., and Lee, K.L., 1966. Liquefaction of saturated sands during cyclic loading.

Seed, H.B., and Lee, L.L., 1967. An Analysis of the soil liquefaction in the Niigata earthquake. Proc. ASCE, 93 (SM3).

Seed, H.B., 1969. The influence of local soil conditions on earthquake damage. Soil Dynamics Speciality Conference, VII ICSMFD, México.

Seed, H.B., and Idriss, I.M., 1970. Soil Moduli and damping factors for dynamic response analyses. Report EERC 70-10, Earthq. Engrg. Res. Center, University of California, Berkeley, California.

Seed, H.B. and Silver, H.L., 1972. Settlement of dry sands during earthquakes. Proc. ASCE, 98 (SM4).

Silver, M.L., and Seed, H.B., 1969. The behavior of sands under seismic loading conditions. Report EERC 69-16, Earthq. Engrg. Res. Center, University of California, Berkeley, California.

SMMS, V Reunion Nacional de Mecánica de Suelos.

Whitman, R.V., and Ortigosa, P., 1968. Densification of Sand by Vertical Vibrations. Technical Paper T 68-5, Dept. of Civil Engrg. Massachusetts, Institute of Technology, Cambridge, Mass.

Youd, T.L., 1970. Densification and Shear of sand During Vibration. Proc. ASCE, 96 (SM 3).

Youd, T.L., 1972. Compaction of Sands by repeated shear straining. Proc. ASCE, 98 (SM 7).