2 9
189

Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA

ASENTAMIENTO EN ARENAS

TESIS PROFESIONAL

Que para obtener el Título de

INGENIERO CIVIL

presenta

ANTONIO SIFUENTES VALLES

MEXICO, D. F. 1982

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-329

Universidad Nacional
Autónoma

Señor ANTONIO SIFUENTES VALLES,
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que aprobado por esta Dirección, propuso el Profr. Ing. Agustín Deméneghi Colina, para que lo desarrolle como tesis para su Examen Profesional de la carrera de Ingeniero CIVIL.

"ASENTAMIENTO EN ARENAS"

I. Introducción.
II. Aspectos fundamentales del comportamiento esfuerzo-deformación.
III. Relaciones esfuerzo-deformación.
IV. Asentamiento elástico.
V. Métodos teóricos basados en pruebas de laboratorio.
VI. Métodos empíricos.
VII. Asentamiento admisible.
VIII. Conclusiones.

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento con lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Coordinación de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

A t e n t a m e n t e
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, 29 de junio de 1982
EL DIRECTOR

ING. JAVIER JIMENEZ ESPRIU

JJE/ODLH/ser

C O N T E N I D O

I. INTRODUCCION

El objetivo de este trabajo es presentar los procedimientos de cálculo de asentamientos en suelos granulares más usuales, no sin antes exponer someramente los lineamientos del comportamiento esfuerzo-deformación del suelo. Y en los casos en los que se cuente con información fidedigna, exponer la "bondad" de los métodos descritos con los asentamientos observados en la realidad.

En las últimas tres décadas se han desarrollado un gran número de procedimientos, tanto teóricos como empíricos, que pretenden evaluar las deformaciones verticales de los depósitos de suelos granulares cuando estos son cargados. En este tipo de suelos el asentamiento admisible es, en forma general, superado antes que la resistencia al corte del suelo adquiera valores peligrosos, de ahí, que la presión transmitida a la cimentación sea gobernada más bien, por cuestiones de deformabilidad del suelo y no de resistencia al corte. Por esta razón, es evidente que la precisión que se logre en la predicción de asentamientos de suelos granulares es de considerable importancia. Sin embargo, para lograr lo anterior, el panorama que se ofrece al ingeniero es si no desalentador si inquietante, ya que los procedimientos de cálculo utilizados en la actualidad proporcionan, para un mismo caso en cuestión, diferentes resultados.

II. ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACION

La compresión, lo más realista que sea posible, del comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos granulares permitirá entender los mecanismos básicos que lo gobiernan. No es posible, hasta el momento, describir en forma completamente fehaciente tales propiedades, quizá debido en gran parte a la naturaleza discontinua del esqueleto mineral de estos suelos.

II.1 Mecanismo de Deformación

Las deformaciones de un depósito de material granular sometido a un cierto sistema de esfuerzos, son el resultado de las deformaciones internas de cada partícula y de los movimientos relativos entre las mismas, en el primer caso las partículas se distorsionan e incluso llegan a fracturarse; el segundo, es el resultado del deslizamiento o rodadura entre ellas. Los mecanismos de deformación descritos raramente son independientes uno de otro. Para ilustrar esto obsérvese en la Fig. II.1 la agrupación de partículas; ésta sería estable si las partículas fueran rígidas y no pudieran deslizar unas respecto de otras al aplicárseles el sistema de fuerzas. Como las partículas no son rígidas, la deformación de las mismas dará lugar a pequeños movimientos del sistema, produciéndose entonces el colapso de la agrupación. Aunque el movimiento relativo de las partículas origina las grandes deforma ciones que se suelen encontrar en los suelos, estos movimientos no serían en general posibles si no se produjera la distorsión de las partículas. Hay que hacer notar, sin embargo, que la mayor importancia que pudiera tener una componente de deformación sobre la otra, depende del sistema de esfuerzos aplicado y de las propiedades del depósito arenoso.

Para analizar la interacción de las partículas se han desarrollado varios modelos simplificados. De gran uso son los basados en el comportamiento de un conjunto de esferas iguales y elásticas que buscan evaluar las cargas entre contactos de partículas y así determinar la deformación elástica del conjunto en función de dichas cargas y de las propiedades elásticas de las esferas. Otros han desarrollado teorías que involucran el deslizamiento y rodadura en agrupaciones de esferas rígidas. Y como una combinación de los anteriores modelos, hay los que consideran el deslizamiento de agrupaciones regulares de esferas deformables.

La verdad de las cosas es que los movimientos en el interior de un suelo real son demasiados complejos para tratar de estudiarlos con los modelos anteriores. En alguno o algunos puntos del interior de una masa de suelo sujeta a un proceso de deformación, puede suceder que en un instante cualquiera actúen diferentes mecanismos de deformación, cuya importancia relativa puede variar al progresar dicho proceso. Aún así, los modelos citados constitu yen una base muy útil para interpretar los resultados experimentales en suelos reales.

II.2 Comportamiento Esfuerzo-Deformación

Los estados de carga que se desarrollan sobre un suelo real, no coinciden exactamente con el comportamiento de las pruebas de laboratorio diseñadas para tales fines. Sin embargo, la información que proporcionan permite conocer las características esenciales de las relaciones esfuerzo-deformación en suelos granulares. Generalmente será posible deducir las características esfuerzo-deformación que existirán en los casos reales a partir de las pruebas de laboratorio existentes. La Fig. II.2 muestra tres de las pruebas más utilizadas para el estudio de dicho comportamiento.

2.1 Compresión Isótropa

Bajo este tipo de compresión pueden originarse grandes deformaciones volumétricas como resultado del colapso de agrupaciones de partículas, como se puede apreciar en la Fig. II.1. La prueba de laboratorio que puede semejar este comportamiento es la prueba de compresión triaxial; de hecho, la compresión isótropa es la primera fase de una prueba triaxial. Po otro lado la compresión isótropa pura raramente se produce en la naturaleza, por lo que no se considerará con más detalle.

2.2 Compresión confinada

En este tipo de prueba, Fig. II.2 se aplica presión a la muestra según el eje vertical, y se impide la deformación lateral. Por lo que la deformación axial es igual a la deformación volumétrica. Los dos tipos de edómetros o consolidómetros más populares se muestran en las secciones transversales de la Fig. II.3.

La compresión confinada es un caso que sucede a menudo en la naturaleza, se produce durante la formación de suelos por sedimentación y cuando se aplican cargas verticales de gran extensión a los estratos de suelo.

Aparece en la Fig. II.4 el comportamiento esfuerzo-deformación de una arena cuarzosa uniforme, de tamaño medio a grueso, en la prueba de compresión confinada. Al inicio de la prueba la arena presentaba un estado compacto. Las curvas se han dibujado considerando las deformaciones positivas hacia abajo (compresiones).

Por lo que se aprecia en esta figura el comportamiento esfuerzo-deformación puede dividirse en tres partes:

1. La concavidad de las curvas es hacia arriba hasta presiones del orden de 140 kg/cm^2. Esto quiere decir que la arena se vuelve cada vez más rígida al aumentar la presión aplicada. Este tipo de comportamiento es muy característico de los siste-

mas de partículas granulares y se le ha dado en llamar "sistema de enclavamiento o encerrojamiento" pero más usualmente "encaje". Las deformaciones se deben principalmente al efecto señalado en la Fig. II.1. Es decir, al aumentar las presiones entran en colapso las agrupaciones más sueltas dentro del suelo, y luego las más compactas. Cada uno de estos movimientos da lugar a una agrupación más cerrada y por tanto más rígida de las partículas. Por último se alcanza un nivel de esfuerzos tal que las partículas se comprimen tan fuertemente que se produce la rotura de los puntos de contacto permitiéndose así un deslizamiento adicional.

2. Después de 140 kg/cm^2, la curva esfuerzo-deformación comienza a presentar una curvatura inversa, con concavidad hacia el eje de deformaciones. Esta cedencia es el resultado de la rotura de las partículas de arena, lo que permite grandes movimientos entre ellas.

3. La fracturación de las partículas permite agrupaciones más compactas de las nuevas partículas creadas. Con un mayor número de partículas existentes la fuerza media por contacto decrece. Por lo que la arena será más rígida al aumentar las presiones.

Los procesos mencionados se generan en la compresión de todos los suelos granulares, aunque no en etapas tan diferenciadas. La

Fig. II.5 muestra los resultados obtenidos con diferentes tipos de arenas. El deslizamiento relativo entre partículas puede producirse a cualquier nivel de esfuerzos. La fracturación de las partículas comienza desde niveles muy bajos de presión, hasta alcanzar una cierta presión crítica. Por lo que antes de llegar a este valor, las deformaciones del suelo se deben a distorsiones elásticas de las partículas que lo constituyen, ver Fig. II.10. La presión crítica es mínima si las partículas son del tamaño grande, se encuentran sueltas, son angulosas, el suelo es de granulometría uniforme y la resistencia de los granos minerales es baja, y se incrementa si las presiones iniciales del terreno son grandes, si la relación de vacíos es pequeña y si la carga se aplica rápidamente.

Para los niveles de esfuerzos que suelen proporcionar los problemas comunes de ingeniería, la fracturación de las partículas carece de importancia. Por lo que las curvas típicas presión-deformación serán como las que aparecen en la Fig. II.4a y II.4b. Al parecer la fracturación comienza a ser importante para presiones que superan los 35 kg/cm^2.

- Comportamiento en carga y descarga

De la Fig. II.6 se puede apreciar que sólo una parte de la deformacion producida al aplicar la carga se recupera en el proceso de descarga. La recuperación en la descarga se debe a la energía elástica almacenada en las partículas al cargar el suelo. Las deformaciones debidas al deslizamiento entre partículas o a la fractura de las mismas, son en su mayoría irreversibles. Aunque en la realidad existe un cierto deslizamiento inverso al descargar las partículas.

En la misma figura se puede apreciar el comportamiento de la arena al recargársele después de un ciclo de carga-descarga. Para presiones inferiores a la máxima obtenida en la etapa de carga inicial, se observa que la arena es más rígida al volvérsele a cargar, esto es debido a que gran parte de los deslizamientos entre partículas se han producido en el primer ciclo. Al aplicarle a la arena presiones mayores a la máxima del primer ciclo, la tendencia de la curva presión-deformación es muy parecida a la del tramo inicial, es decir, como si no hubiera habido una descarga previa.

De resultados experimentales se ha observado que cuando se somete a un suelo granular a ciclos sucesivos de carga-descarga, durante los primeros queda una pequeña deformación remanente al final de cada ciclo. Esto lleva finalmente a un lazo de histéresis bien establecido, con una pequeña o nula deformación permanente para un determinado ciclo de carga, Fig. II.7.

Lo anterior puede explicarse utilizando los resultados del estudio teórico de una agrupación de esferas elásticas. Al producirse la deformación en una sola dirección las fuerzas en los contactos comprimen las esferas, produciéndose a su vez deslizamientos entre las esferas, en cada ciclo de carga es absorbida una pequeña cantidad de energía. Al paso de un cierto número de ciclos los movimientos entre las esferas son muy pequeños o nulos, por lo que al descargar las esferas, y gracias a la energía almacenada, recuperan su forma original, produciéndose la deformación en sentido contrario. Este mismo proceso no debe estar muy alejado al que se dá en los suelos reales.

- Efecto del tiempo en la compresión de arenas

Para los problemas usuales de ingeniería, los efectos del tiempo en la compresión de las arenas carecen de importancia práctica. La Fig. II.8 muestra el comportamiento típico.

Sin embargo cuando las presiones aplicadas son suficientemente grandes para producir la rotura de las partículas, existe un desfase importante, como se ve en la Fig. II.9. Los efectos de tiempo pueden ser también importantes en suelos constituidos por partículas blandas o ligeramente cementados, aunque las presiones aplicadas sean las habituales.

-Esfuerzos laterales en compresión confinada

la deformación en la prueba de compresión confinada es básicamente en una sola dirección, esta deformación ocurre en los puntos de contacto que se desplazan hacia abajo sin desplaza - miento lateral en sus centros, Fig. II.11a, cuando se aplica la carga, para evitar el desplazamiento de las partículas fuerzas de fricción se desarrollan en los puntos de contacto de tal manera que la presión horizontal es menor que la vertical. Ya en el proceso de descarga, la energía elástica almacenada provoca un movimiento hacia arriba de las partículas y la dirección de las fuerzas de fricción en los puntos de contacto comienza a invertirse, Fig. II.11b. Por lo que la presión horizontal será mayor en la descarga que en la carga inicial, llegando incluso a superar a la presión vertical en las últimas fases de la descarga. Fig. II.12.

2.3 Compresión triaxial

La prueba de compresión triaxial es la más común y versátil utilizada para determinar las propiedades esfuerzo-deformación del suelo. A una muestra cilíndrica de suelo se le somete, en primera instancia a una presión de confinamiento σ_c , para posteriormente incrementar el esfuerzo axial, $\Delta \sigma_0$ hasta lograr la falla de la muestra, Fig. II.2.

Un esquema de la cámara triaxial típica puede verse en la Fig. II.13.

Al igual que hicimos en la prueba de compresión confinada, se analiza en primer término el comportamiento de una muestra de arena típica bajo compresión triaxial, para después definir las características esenciales de dicho comportamiento.

La Fig. II.14 muestra una serie de datos deducidos de una prueba triaxial en arena. En la Fig. II.15 se presenta la trayectoria de esfuerzos (subcapítulo V.I) de la prueba. La muestra fué sometida inicialmente a una compresión isotrópica con una presión de 1 kg/cm^2. Después se aumentó el esfuerzo axial, manteniendo constante el esfuerzo confinante.

Para entender el comportamiento esfuerzo-deformación presentado en la Fig. II.14 conviene dividirlo en tres fases:

1. Una fase inicial, caracterizada por deformaciones verticales muy pequeñas. Para nuestro caso esta deformación llega hasta 0.25 % aproximadamente.

   En forma general, durante esta fase el volumen disminuye ligeramente como se aprecia en la parte (b) de la figura, además de que la probeta se abomba un poco según se ve en (c). En esta fase la agrupación de partículas es más compacta, debido al reajuste de las mismas.

2. La muestra empieza a ceder hasta que se logra que el suelo falle apreciándose un valor máximo de resistencia

a compresión del suelo, para después disminuir gradualmente. Para la prueba en particular este intervalo comprende de 0.25 % hasta el final.

El comportamiento en esta fase es bastante diferente del de la primera, para explicarlo hay que analizar la deformación plana de una agrupación de esferas rígidas. La Fig. II.16 ilustra un elemento unitario de una agrupación compacta. Para que se pueda dar un desplazamiento vertical, las esferas C y D deben desplazarse lateralmente. Este desplazamiento debe ir acompañado por un aumento del volumen de la agrupación, como se aprecia en las partes (a) y (b) de la misma figura. Lo que es corroborado por la Fig. II.14 b.

Al aumento de volumen de una arena compacta al cargarla se le conoce como "dilatancia"

Para explicar las condiciones en torno al valor máximo de resistencia y a la disminución gradual después de alcanzar este máximo se emplearán los diagramas de la Fig. II.17.

En la parte (a) de la figura la resistencia al corte está dada por el ángulo de fricción entre las partículas, ϕ . Sin embargo los casos más apegados a la realidad son los expuestos en (b) y en (c), en donde aparecen las partículas en contacto unas con otras. Para que se produzca una falla por corte entre las partículas tiene que lograrse tanto vencer la fricción entre ellas como producir un desplazamiento entre las partículas. Por lo que la resistencia total al corte de la agrupación dependerá del ángulo de fricción interna, ϕ , y del grado de "encaje" que tenga. Regresando a la Fig. II.17b y c, al comenzar el movimiento de las partículas al actuar la fuerza tangencial, el grado de "encaje" debe disminuir y por lo tanto la fuerza tangencial necesaria para mantener ese movimiento, será menor. De donde si se produce un movimiento de corte en la agrupación de la parte (c), cada vez se parecerá más a la agrupación de la parte (b).

Los conceptos "dilatancia" y "encaje" descritos hacen suponer que la relación de vacíos inicial puede desempeñar un papel importante en lo que se refiere a las curvas esfuerzo-deformación, los datos de la Fig. II.18 muestran que esto es cierto.

3. Un estado final en el que el grado de encaje ha disminuido a tal grado que la resistencia se mantiene constante aunque aumenta la deformación sin posterior cambio de volumen.

Sobre el comportamiento de una arena sometida a una prueba triaxial se puede concluir lo siguiente:

a) Cuando más compacta es una arena, mayor es el grado de " encaje" y por lo tanto el ángulo de fricción y el esfuerzo desviador.

b) Cuanto más compacta seala arena mayor será el incremento de volumen que se producirá.

c) La resistencia de la arena disminuye al dilatarse.

d) Esta disminución es más marcada en las arenas más compactas.

- Comportamiento en carga y descarga

Las curvas típicas esfuerzo-deformación obtenidas de ciclos de carga y descarga son como las mostradas en la Fig. II.19. Las características generales son muy similareas a las obtenidas en la prueba de compresión confinada.

-Deformación elástica

Dada la importancia que tiene la suposición de un comportamiento elástico del suelo granular en las teorías de predicción de asentamientos bajo determinadas circunstancias, se presentan algunas características de tal comportamiento en la prueba de laboratorio que nos ocupa.

Como se mencionó ya, la prueba de compresión triaxial es la más comúnmente utilizada para determinar las características esfuerzo-deformación de los suelos, por lo que no es de extrañar que sea esta prueba la que haya permitido a varios investigadores tratar de reproducir el comportamiento elástico de los suelos arenosos. Para reproducir este tipo de deformación no deben existir cambios en la geometría interna del suelo granular, es decir, no deben producirse movimientos relativos entre las partículas que lo componen. Esto se logra, en gran parte, si se eliminan las fuerzas cortantes que actúan en los puntos de contacto de las partículas. Para lo cual la muestra se somete solo a un sistema de esfuerzos confinantes. Aún así, y debido a la anisotropía inicial de la estructura interna, se desarrollan fuerzas cortantes capaces de producir algún cambio en la geometría original. Si este relativamente pequeño cambio es despreciado, la deformación total puede ser considerada elástica. Esto es más cierto cuanto más ciclos carga-descarga se han aplicado a la muestra de arena y si además presenta un estado denso.

A continuación se presenta el efecto que algunas de las propiedades de la arena pueden tener en la magnitud de la deformación elástica. Para lo cual se ensayaron muestras cilíndricas de 10.16 cm (4") de diámetro y 10.16 (4") de altura. Se utilizó la cámara triaxial convencional con algunas modificaciones especiales para mejorar la precisión de las mediciones de deformación. Los resultados mostraron que las deformaciones de las muestras fueron bastante uniformes y consistentes.

- Porosidad y geometría de la agrupación

La porosidad tiene un efecto considerable tanto en la deformación elástica como en la producida por el deslizamiento de las partículas. Para ilustrar esto, las relaciones entre la presión de confinamiento, σ_c , y las correspondientes a la deformación volumétrica elástica y por deslizamiento se exponen en la Fig. II.20 para un tipo particular de arena en estado suelto y denso. De las curvas es evidente que a medida que la arena esta más suelta, las deformaciones elástica y por deslizamiento, se incrementan.

• Forma de las partículas y propiedades de superficie

La Fig. II.21 muestra que la deformación volumétrica elástica de las partículas angulosas de feldespato, con un ángulo de fricción ϕ = 36°, es mayor que para una arena fina con partículas redondeadas y un ϕ = 28°. Sin embargo, las dos compresibilidades anteriores son mayores que la producida en partículas esféricas de vidrio Ballotini, que posee un ϕ = 17°. Hay que tomar en cuenta que el módulo de elasticidad de los tres materiales es práctica - mente el mismo.

• Tamaño de las partículas y su distribución

De los resultados que aparecen en la Fig. II.22 se observa que la distribución por tamaño de las partículas tiene un efecto mínimo en la deformación volumétrica elástica para los tipos de arena considerados.

Hasta este momento se ha descrito, en forma general, el comportamiento del suelo granular bajo las diferentes pruebas más usuales de laboratorio. No se ha hecho mención del efecto que pue de tener la presencia del agua en dichos ensayes, la razón es que el comportamiento de un material arenoso seco es muy similar con el de uno que se encuentre saturado. De hecho, muchos de los datos esfuerzo-deformación mostrados se obtuvieron generalmente en prue bas con drenaje en arenas saturadas.

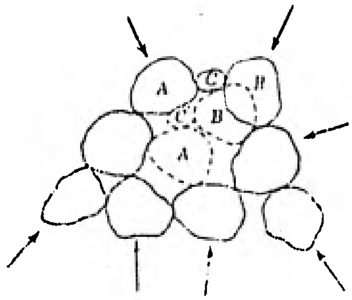


Fig. II.1 Colapso de una agrupación inestable de partículas (Ref. 10)

Prueba	Compresión isótropa	Compresión confinada (edómetro)	Compresión triaxial
Condiciones básicas	$\sigma_1 = \sigma_3$	Desplazamiento horizontal nulo	$\Delta\sigma_a$; σ_c; σ_c constante, aplicando $\Delta\sigma_a$
Tipo de deformación	Volumétrica	Volumétrica principalmente aunque con alguna distorsión	Distorsión y volumétrica
Finalidad	Estudio de deformaciones volumétricas puras	Muy simple, se aproxima a ciertas condiciones de campo	La prueba más utilizada para estudiar esfuerzo-deformación y propiedades de resistencia

Fig. II.2 Tipos más comunes de pruebas esfuerzo-deformación (Ref. 10)

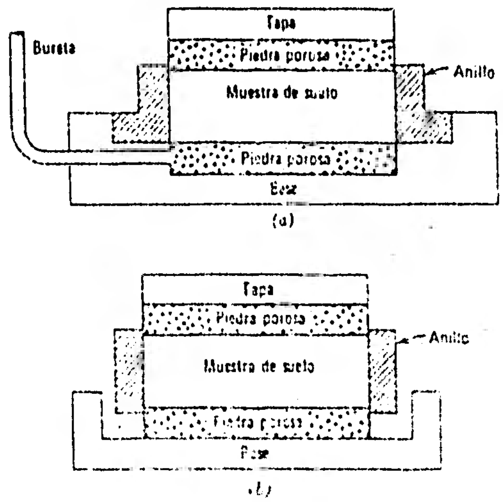


Fig. II. 3 Formas habituales de edómetros. a) De anillo rígido.
b) De anillo flotante.
(Ref. 10)

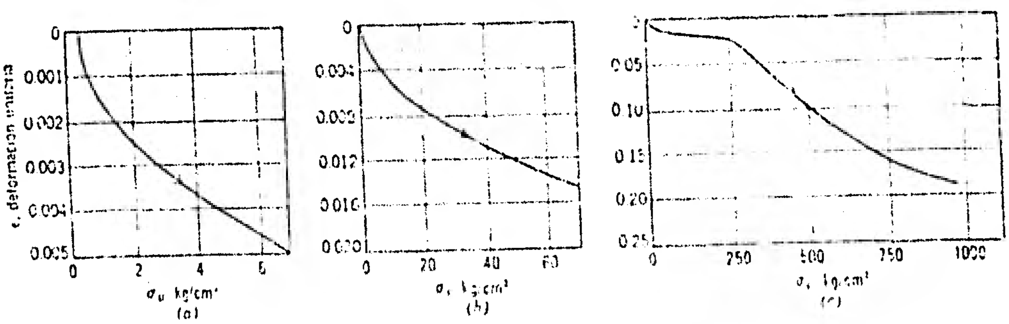


Fig. II . 4 Curvas esfuerzo-deformación, en compresión confinada. Arena de Otawa, porosidad inicial =0.375. (Ref. 10)

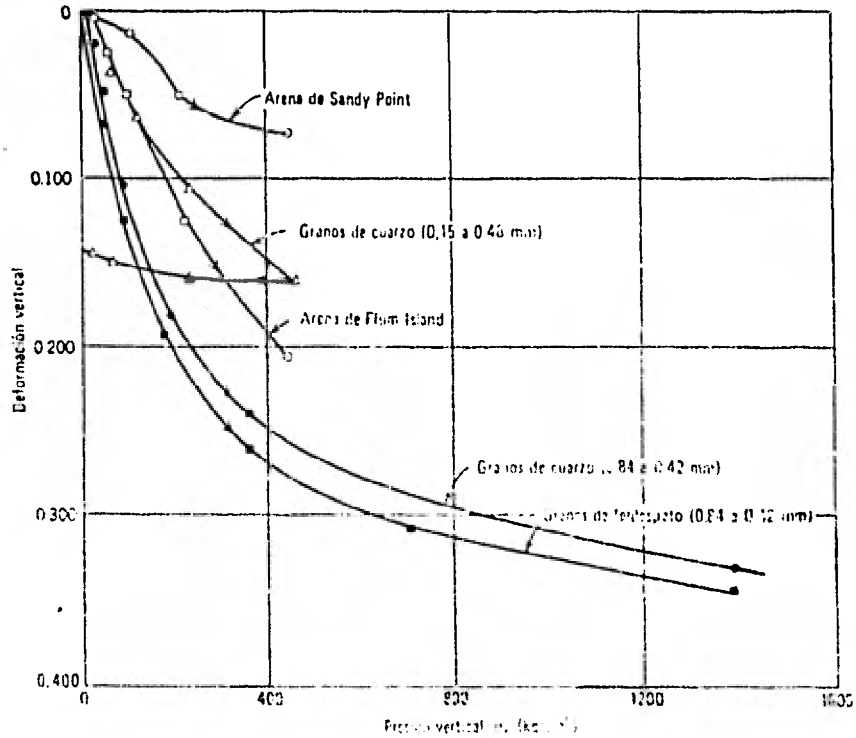


Fig. II . 5 Resultados de pruebas edométricas con altas presiones en diversas arenas. (Ref. 10)

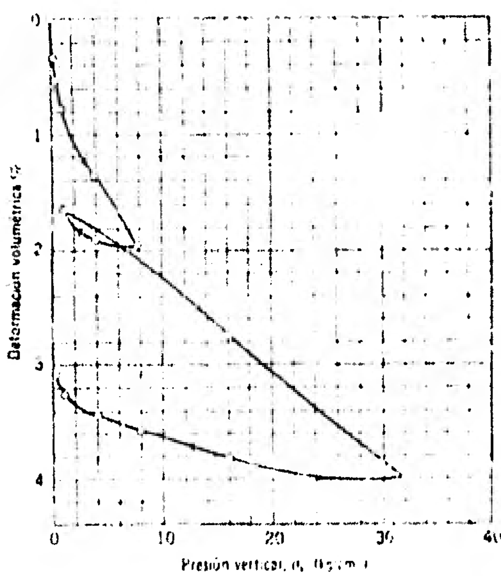


Fig. II . 6 Resultados de un ensayo edométrico en una arena calcárea, bien graduada, de Libia. (Ref. 10)

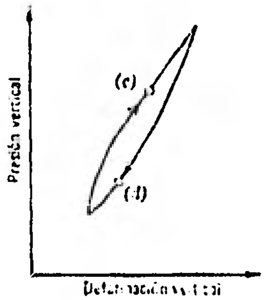


Fig. II.7 Lazo de histéresis en el ciclo de compresión confinada. (Ref. 10)

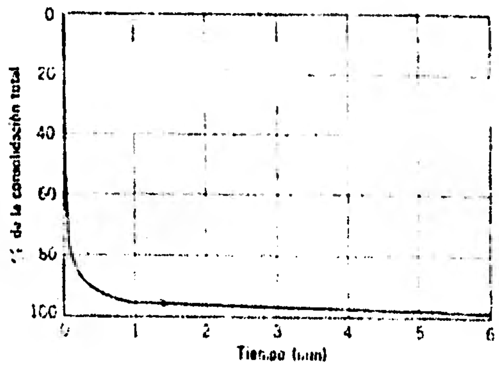


Fig. II.8 Curva de consolidación para un incremento de carga típico en arena (Ref. 10)

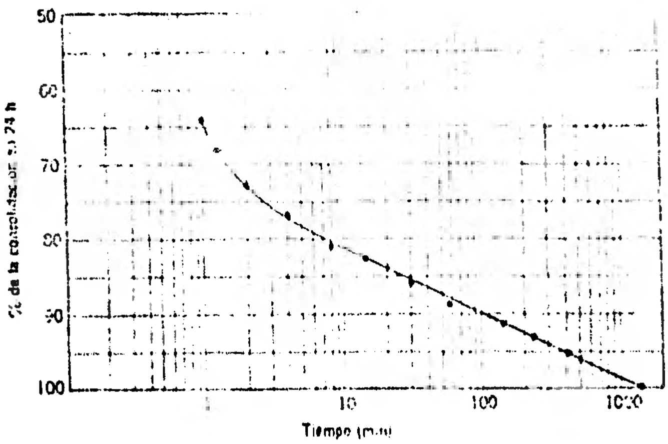


Fig. II.9 Curva típica de consolidación en una prueba bajo elevadas presiones (Ref. 10)

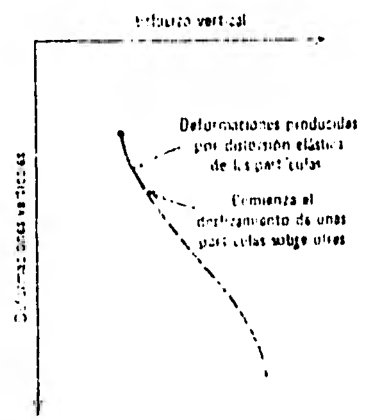


Fig. II . 10 Comportamiento del suelo al incrementar ligeramente los esfuerzos iniciales. (Ref. 10)

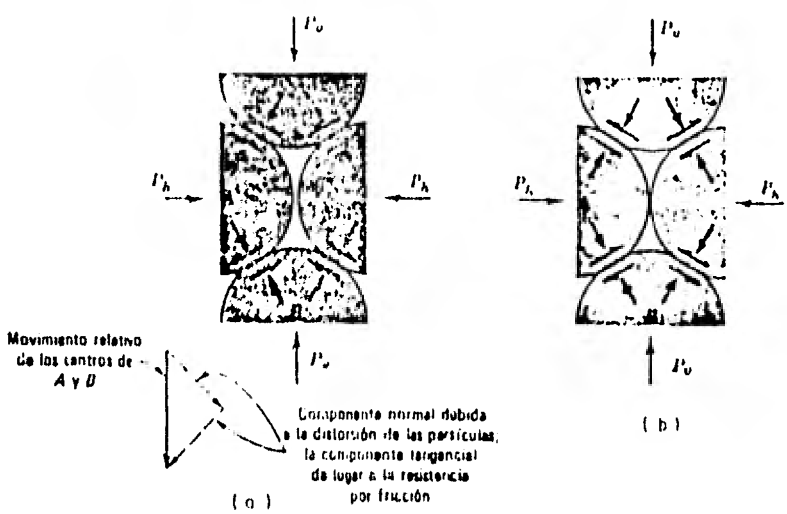


Fig II 11 Comportamiento bajo los ciclos de compresión confinada. (Ref. 10)

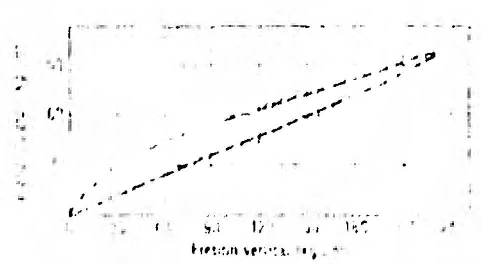


Fig II 12 Presiones laterales producidas en compresión unidimensional (Ref. 10)

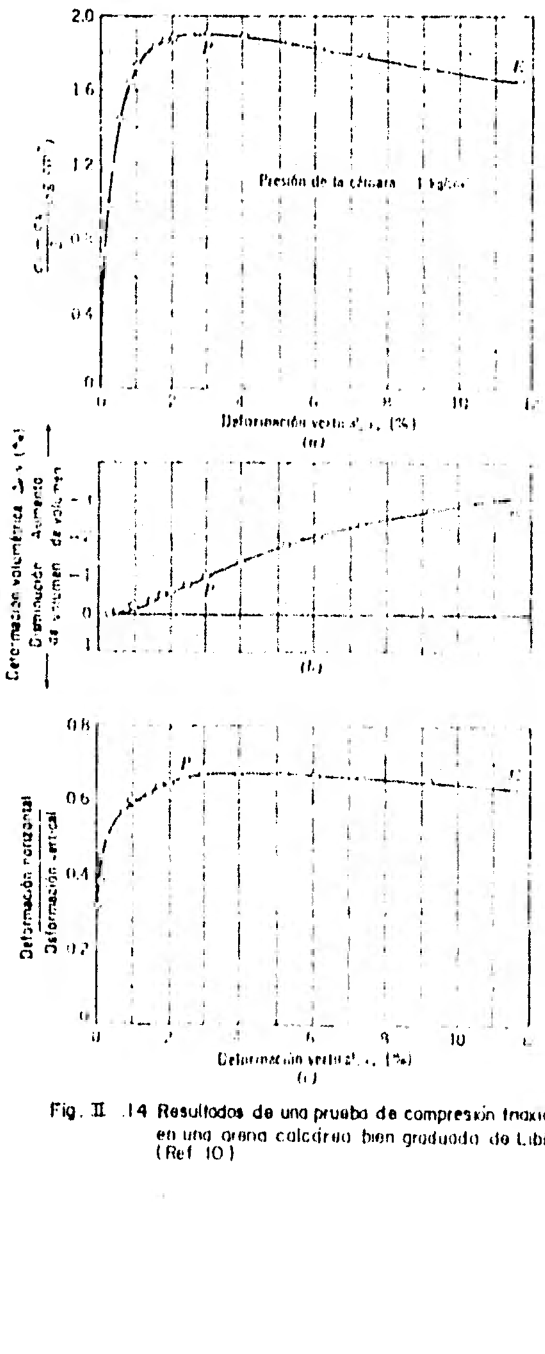


Fig. II .14 Resultados de una prueba de compresión triaxial en una arena calcárea bien graduada de Libia (Ref 10)

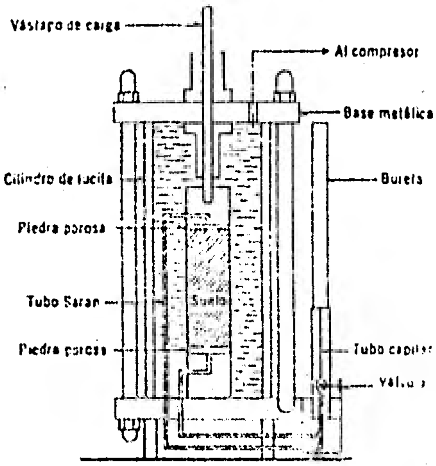


Fig. II. 13 Esquema de la cámara de compresión triaxial. (Ref. 9)

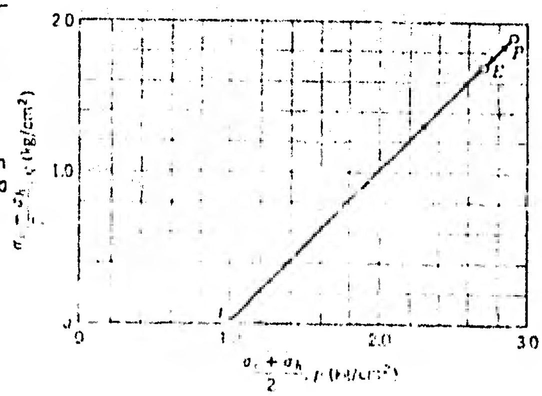


Fig. II. 15 Trayectoria de esfuerzos en una prueba triaxial para arena de Libia bien graduada. (Ref. 10)

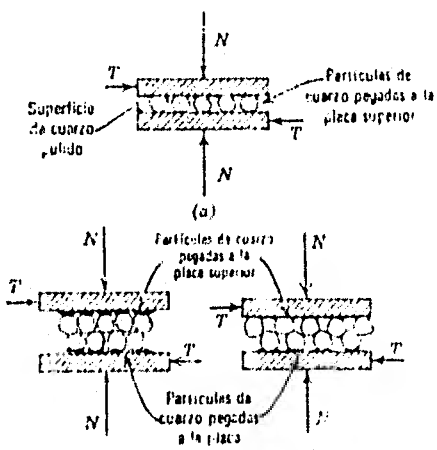


Fig. II. 17 Encaje entre partículas (Ref. 10)

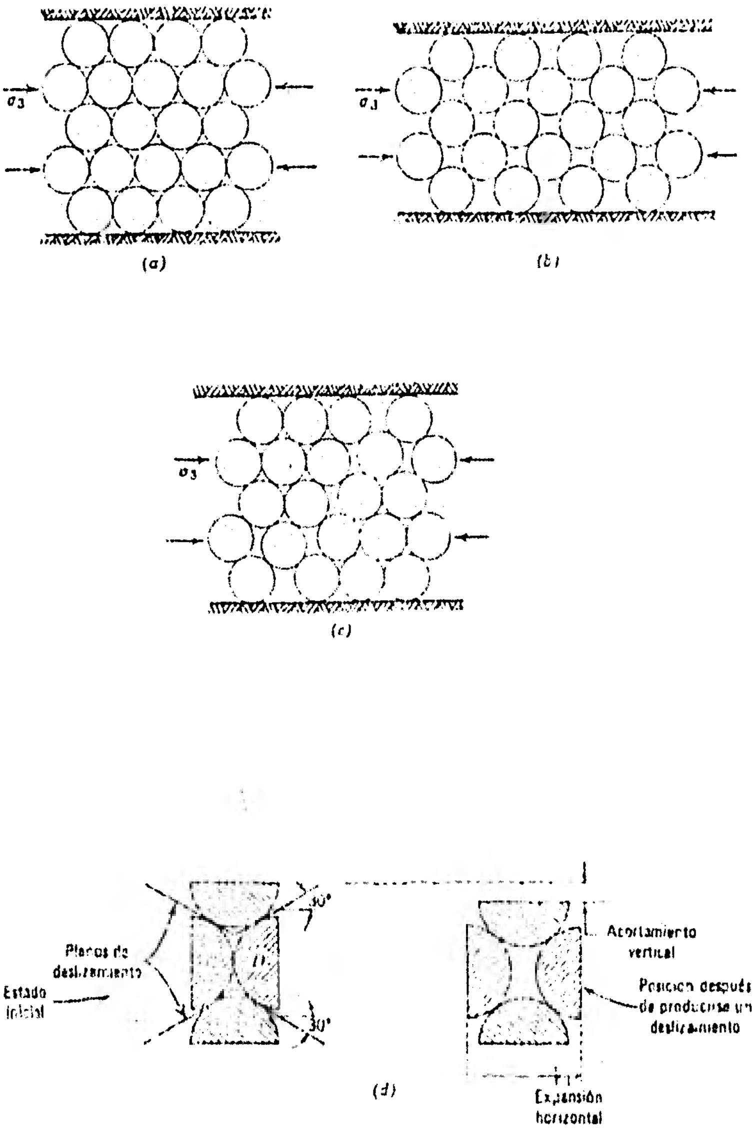


Fig. II .16 Deformaciones en una agrupación regular de esferas, (Ref. 10)

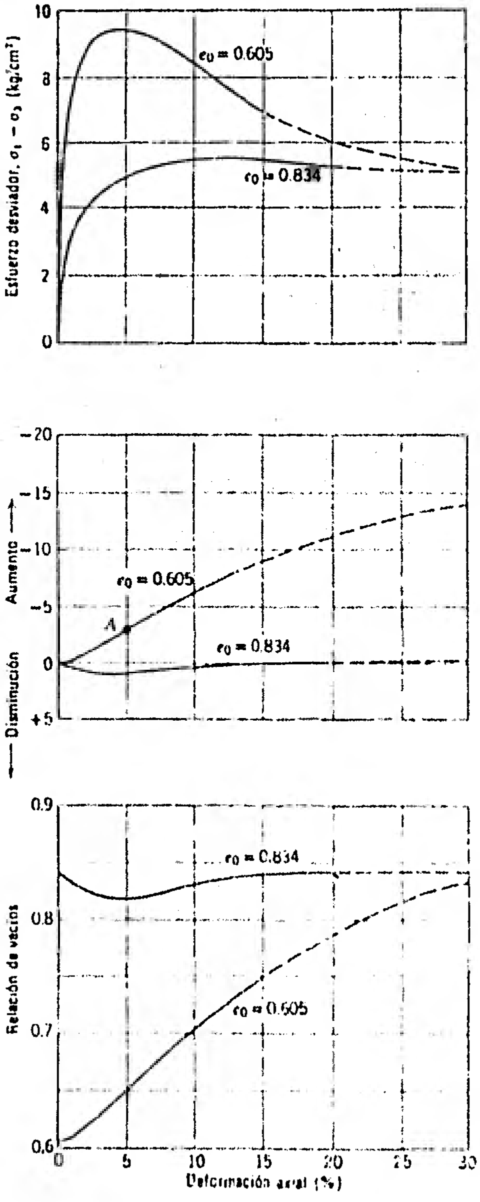


Fig. II.[illegible]. Curvas esfuerzo-deformación para muestras sueltas y compactas de arena fina o media $\sigma_3 = 2.1$ kg/cm^2 $e_0 = 0.605 \approx 100\%$ D_r; $e_0 = 0.834 \approx 20\%$ D_r. Línea continua, datos reales; línea de trazos, extrapolaciones basadas en resultados de otras pruebas. (Ref. 10)

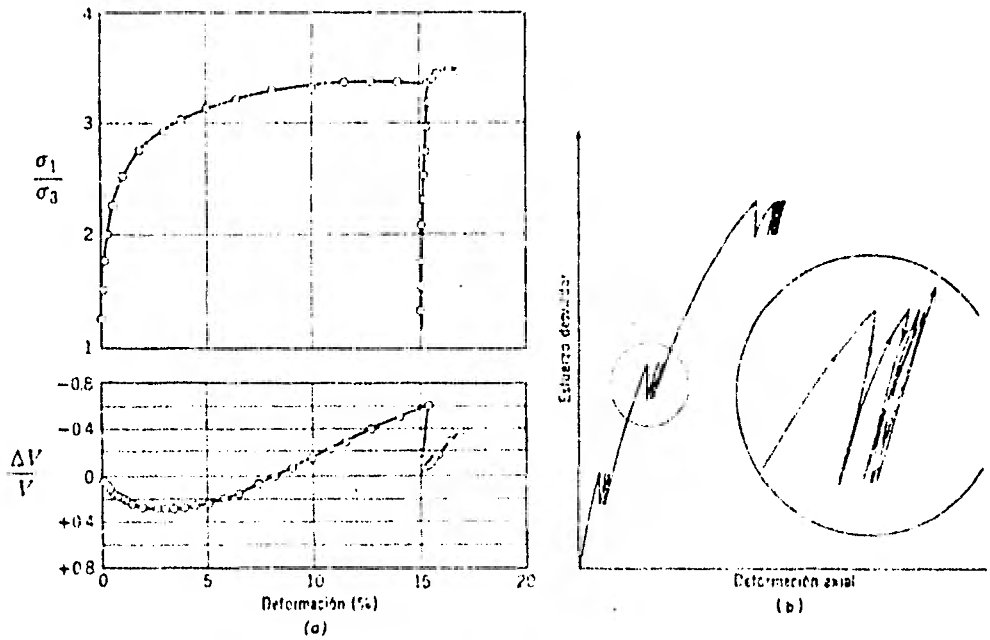


Fig. II.19 Comportamiento en diversos ciclos de carga durante la prueba triaxial. a) Según Rowe, 1962. b) Según Shannon y Col., 1959. (Ref. 10)

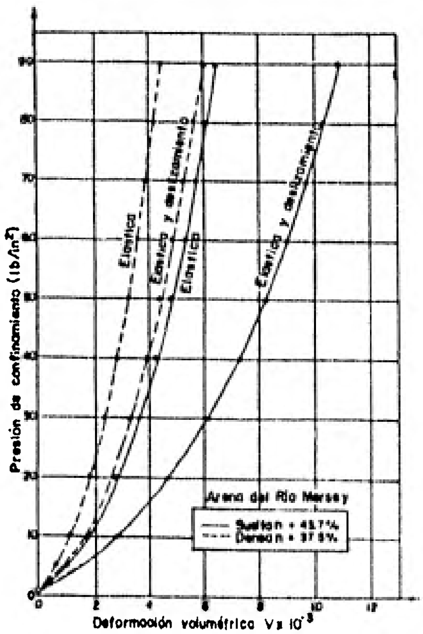


Fig. II. 20 Deformación volumétrica elástica y por deslizamiento. (Ref. 7)

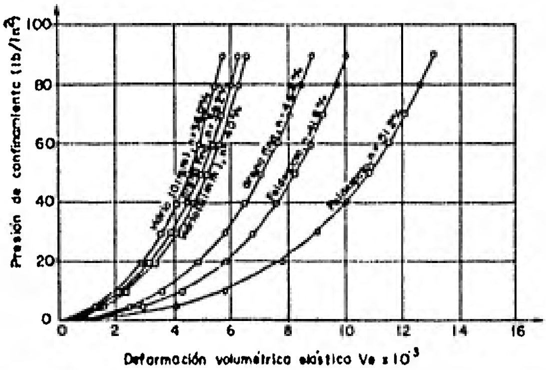


Fig. II. 21 Deformación volumétrica elástica para diferentes materiales bajo presión continante. (Ref. 7)

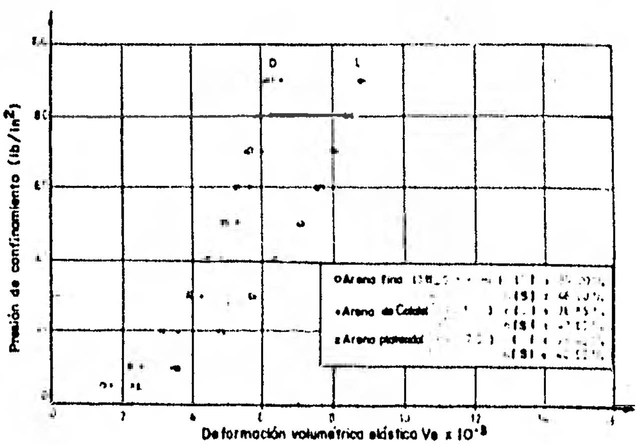


Fig. II.22 Efecto de la distribución por tamaño de las partículas en la deformación volumétrica elástica bajo presión confinante. (Ref. 7)

III. RELACIONES ESFUERZO-DEFORMACION

Por el estudio general presentado en el capítulo anterior sobre el comportamiento esfuerzo-deformación, se sabe que este comportamiento puede ser muy complejo.

Las relaciones esfuerzo-deformación del suelo podrán permitir al ingeniero estimar la deformación que se producirá en él al aplicar las cargas

El grado de deformación del suelo es función de varios factores, entre los más importantes podemos mencionar los siguientes:

1. Historia de esfuerzos
2. Tipo de estructura del esqueleto mineral
3. Fuerzas intergranulares de cohesión o cementación
4. Relación de vacíos
5. Forma, tamaño y resistencia de las partículas
6. Grado de saturación
7. Forma en que se aplique el esfuerzo
8. Permeabilidad.

Las relaciones esfuerzo-deformación del suelo se pueden definir ya sea con pruebas realizadas "in situ" por medio de las llamadas pruebas de carga o midiendo las deformaciones directamente en pruebas de laboratorio bajo los esfuerzos que existirán en el terreno natural. Estos procedimientos se comentarán posteriormente.

En otros casos, se acostumbra recurrir a los conceptos establecidos por la teoría de la elasticidad. Lo que nos lleva a "linealizar" las curvas no lineales esfuerzo-deformación de un suelo, y con esto a la hipótesis de la que parte esta teoría, que supone que el esfuerzo aplicado es proporcional a la deformación producida. La mayoría de las soluciones más útiles de esta teoría suponen también que el suelo es "homogéneo", sus propiedades no varían de un punto a otro, e "isótropo", sus propiedades son las mismas cualquiera que sea la dirección que se considere a partir del punto. Aunque el suelo rara vez se ajusta a estas hipótesis, y muy a menudo no las cumple en absoluto, el ingeniero se ve en la necesidad de utilizar los resultados que le proporciona esta teoría, junto con la aplicación de su criterio.

III.1 Conceptos Generales

La elasticidad de un material fué estudiado en primer lugar por Hooke y gracias a él se establece la ley que lleva su nombre en la cual se dice que "la distorsión de un cuerpo elástico es proporcional al esfuerzo que se le aplica, y el fenómeno es reversible". Es decir:

$$\epsilon = \mu \, \sigma \qquad \text{(III.1)}$$

En donde μ es una constante que representa un coeficiente de proporcionalidad y mide la distorsión del material al aplicārsele un determinado esfuerzo.

La investigación de las relaciones esfuerzo-deformación de un suelo puede generalizarse si aceptamos que las propiedades mecánicas del suelo cambian solo en dos direcciones, o sea, en dirección normal a los planos de estratificación y en dirección paralela a estos. Se llamará E_z al módulo de deformación lineal en la dirección vertical, y E_h al módulo de deformación horizontal en la dirección horizontal.

Si se aplica un incremento de esfuerzo $\Delta\sigma_z$ a un elemento elástico, Fig. III.1 se producirá una compresión vertical y una expansión lateral de tal forma que

$$\Delta\epsilon_z = \frac{\Delta\sigma_z}{E_z} \qquad (III.2)$$

$$\Delta\epsilon_x = \Delta\epsilon_y = -\nu\,\Delta\epsilon_z \qquad (III.3)$$

donde:

$\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$ = deformaciones en las direcciones x, y, z, respectivamente

E_z = módulo deYoung o de elasticidad en la dirección z

ν = coeficiente o relación de Poisson

Si se aplican esfuerzos tangenciales τ_{zx} a un cubo elástico, se producirá una distorsión tangencial tal que

$$\gamma_{zx} = \frac{\tau_{zx}}{G} \qquad (III.4)$$

donde:

G = módulo de deformación tangencial

El módulo de elasticidad, E_z, y el de deformación tangencial, G, se relacionan como sigue:

$$G = \frac{E_z}{2(1+\nu)} \qquad \text{(III.5)}$$

La relación de Poisson se considerará como un valor constante en ambas direcciones.

Si ahora se incrementan los esfuerzos en las tres direcciones, el incremento de deformación correspondiente a esas direcciones puede expresarse como sigue:

$$\Delta\epsilon_z = \frac{\Delta\sigma_z}{E_z} - \nu\frac{\Delta\sigma_y}{E_h} - \nu\frac{\Delta\sigma_x}{E_h} \qquad \text{(III.6a)}$$

$$\Delta\epsilon_y = \frac{\Delta\sigma_y}{E_h} - \nu\frac{\Delta\sigma_x}{E_h} - \nu\frac{\Delta\sigma_z}{E_z} \qquad \text{(III.6b)}$$

$$\Delta\epsilon_x = \frac{\Delta\sigma_x}{E_h} - \nu\frac{\Delta\sigma_y}{E_h} - \frac{\Delta\sigma_z}{E_z} \qquad \text{(III.6c)}$$

Simplificando los términos convenientemente llegamos a

$$\Delta\epsilon_z = \left(1 - \nu\frac{E_z}{E_h}\cdot\frac{\Delta\sigma_x+\Delta\sigma_y}{\Delta\sigma_z}\right)\frac{\Delta\sigma_y}{E_z} \qquad \text{(III.7a)}$$

$$\Delta\epsilon_y = \left(1 - \nu\left(\frac{\Delta\sigma_x}{\Delta\sigma_y} + \frac{E_h}{E_z}\cdot\frac{\Delta\sigma_z}{\Delta\sigma_y}\right)\right)\frac{\Delta\sigma_y}{E_h} \qquad \text{(III.7b)}$$

$$\Delta\epsilon_x = \left(1 - \nu\left(\frac{\Delta\sigma_y}{\Delta\sigma_x} + \frac{E_h}{E_z}\ \frac{\Delta\sigma_z}{\Delta\sigma_x}\right)\right)\frac{\Delta\sigma_x}{E_h} \qquad \text{(III.7c)}$$

En base a estas expresiones, tres casos específicos de deformación en un punto pueden analizarse.

Primer caso. El material se somete a incrementos de esfuerzo en las tres direcciones y no existe restricción al desplazamiento. Las ecuaciones III.7a-III.7c representan el incremento de deformación y estos son función del incremento de esfuerzo aplicado y de las propiedades mecánicas del suelo.

Segundo caso. La deformación en una dirección horizontal es cero, es decir, $\Delta\epsilon_y = 0$ y $\Delta\epsilon_x \neq 0$. de la ecuación III.7b se obtiene:

$$1 = \upsilon\left(\frac{\Delta\sigma_x}{\Delta\sigma_y} + \frac{E_h}{E_z}\,\frac{\Delta\sigma_z}{\Delta\sigma_y}\right) \qquad \text{(III.8)}$$

de donde la relación entre los incrementos de esfuerzo es:

$$\frac{\Delta\sigma_y}{\Delta\sigma_z} = \upsilon\left(\frac{\Delta\sigma_x}{\Delta\sigma_z} + \frac{E_h}{E_z}\right) \qquad \text{(III.9)}$$

y

$$\frac{\Delta\sigma_y}{\Delta\sigma_x} = \upsilon\left(1 + \frac{E_h}{E_z} + \frac{\Delta\sigma_z}{\Delta\sigma_x}\right) \qquad \text{(III.10)}$$

y ahora sustituyendo en las fórmulas III.7a-III.7c y dispponiendo adecuadamente los términos, se obtienen las siguientes expresiones que definen finalmente la deformación plana:

$$\Delta\epsilon_z = (1+\nu)\left(1-\nu\left(1+\frac{E_z}{E_h}\cdot\frac{\Delta\sigma_x}{\Delta\sigma_z}\right)\right)\frac{\Delta\sigma_z}{E_z} \qquad \text{(III.11)}$$

$$\Delta\epsilon_x = (1+\nu)\left(1-\nu\left(1+\frac{E_h}{E_z}\frac{\Delta\sigma_z}{\Delta\sigma_x}\right)\right)\frac{\Delta\sigma_x}{E_h} \qquad \text{(III.12)}$$

Tercer caso. El material está confinado lateralmente, de tal modo que la deformación horizontal en ambas direcciones es nula, o sea, $\Delta\epsilon_x = \Delta\epsilon_y = 0$. Trabajando con las expresiones III.7b y III.7c, se obtiene que la relación de incrementos de esfuezo es:

$$\frac{\Delta\sigma_y}{\Delta\sigma_z} = \frac{\nu}{1-\nu}\,\frac{E_h}{E_z}\ ;\ \frac{\Delta\sigma_x}{\Delta\sigma_z} = \frac{\nu}{1-\nu}\,\frac{E_h}{E_z} \qquad \text{(III.13)}$$

sustituyendo estos resultados en la expresión III.7a, se tendrá que:

$$\Delta\epsilon_z = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)}\cdot\frac{\Delta\sigma_z}{E_z} \qquad \text{(III.14)}$$

De acuerdo a esta ecuación se define como "módulo de compresión confinada" a:

$$D = \frac{\Delta\sigma_z}{\Delta\epsilon_z} = \frac{(1-\nu)E_z}{(1+\nu)(1-2\nu)} \qquad \text{(III.15)}$$

De III.14 se aprecia que la deformación vertical no es función de la relación $\frac{E_z}{E_h}$, pero sí de la relación de Poisson. Ahora bien La Fig. III.2 muestra el valor de:

$$\nu_c = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \qquad \text{(III.16)}$$

de donde se puede notar que para el caso de confinamiento total y $\nu = 0.50$ la deformación es cero, esto significa que el material no puede deformarse en dirección vertical cuando la deforma - ción lateral está completamente restringida.

El tratamiento para el primero y el tercer caso, desde el punto de vista de compresión volumétrica, es como sigue:

Sea $$\Delta\epsilon_v = \frac{\Delta v_v}{v} \qquad (III.17)$$

donde:

$\Delta\epsilon_v$ = compresión volumétrica

Δv_v = cambio en el volumen de vacíos del material sujeto a cierto incremento de esfuerzos

v = volumen total.

Para el primer caso. Existe incremento de esfuerzos en las tres direcciones, entonces:

$$\Delta\epsilon_v = \Delta\epsilon_z + \Delta\epsilon_y + \Delta\epsilon_x \qquad (III.18)$$

Es decir, que la deformación volumétrica, $\Delta\epsilon_v$, es igual a la suma de las deformaciones lineales en las tres direcciones. Si se sustituyen las ecuaciones III.7a-III.7c en III.18, se puede encontrar la siguiente expresión:

$$\Delta\epsilon_v = (1-2\upsilon)\left(1+\frac{E_z}{E_h}\,\frac{\Delta\sigma_y+\Delta\sigma_x}{\Delta\sigma_z}\right)\frac{\Delta\sigma_z}{E_z} \qquad (III.19)$$

Si se tiene un material incompresible, de III.19 se obtiene que $\upsilon = 0.50$.

Para el Tercer caso. El desplazamiento lateral está restringido, por lo que:

$$\Delta\epsilon_v = \Delta\epsilon_z$$

y en base a la expresión III.14 se obtiene

$$\Delta\epsilon_v = \left(\frac{(1+\upsilon)(1-2\upsilon)}{1-\upsilon}\right)\frac{\Delta\sigma_z}{E_z} \qquad \text{(III.20)}$$

En base a la teoría elástica, las deformaciones que puede presentar un material que cumpla con sus hipótesis pueden ser evaluadas totalmente. Sin embargo, se sabe que el suelo real muy rara vez observa el comportamiento supuesto por tales hipótesis, por lo que la aplicación indiscriminada de los resultados obtenidos puede conducir a conclusiones erróneas.

Aún así, si se analizan los términos que integran las expresiones deducidas se puede ver que la parte medular del problema estriba en la correcta valorización del módulo de deformación, y ya no tanto de la relación de Poisson cuyo rango de valores no es muy grande, ni tampoco la confiabilidad que se pueda tener en los valores calculados para los esfuerzos inducidos, ya que, aunque existen comparaciones relativamente escasas, las concordancias entre esfuerzos calculados y medidos es sorprendentemente buena, en especial en el caso de los esfuerzos verticales.

Por lo tanto, en lo que resta de este capítulo se presentará primordialmente el comportamiento del módulo de deformación del suelo cuando se le somete a las pruebas de laboratorio más populares, a saber, la prueba de compresión confinada y la de compresión triaxial.

Antes se debe definir más específicamente que se entiende por módulo de deformación. Los términos "módulo tangente" y "módulo secante" se utilizan frecuentemente. El módulo tangente es la pendiente de una recta trazada tangente a una curva esfuerzo-deformación en un punto particular, Fig. III.3. El valor del módulo tangente variará con el punto elegido. El módulo tangente en el origen de la curva es el módulo tangente inicial. El módulo secante es la pendiente de una recta que une dos puntos diferentes de la curva. El valor del módulo secante variará con la situación de ambos puntos. Cuando ambos puntos coincidan, el módulo secante será igual al módulo tangente. Para un material realmente lineal, todos estos valores de los módulos coinciden.

III.2 Comportamiento en Compresión Confinada

Como se dijo en el capítulo anterior, la fracturación de las partículas adquiere importancia al superar presiones de 35 kg/cm^2. Si se observa la Fig. III.4 se podrán deducir algunos aspectos interesantes. En primer lugar que el módulo tiende a mantenerse constante e incluso a decrecer cuando se aplican presiones elevadas. El efecto de la compacidad relativa inicial es obvio, cuanto más suelto es un suelo menor es el módulo para un determinado incremento de carga. La forma, tamaño y resistencia de las partículas tam -

bién influyen de una manera que podría esperarse. En la figura, la arena de Minnesota se componía de partículas duras redondea - das, mientras que la de Pennsylvania por partículas angulosas blandas. De los resultados se desprende que el módulo de una arena redondeada será mayor que el de una arena angulosa. Las otras dos curvas corresponden a arenas bien graduadas. En general el mó- dulo disminuye cuando para una misma compacidad relativa el tamaño de las partículas da lugar a una relación de vacíos mayor.

- Cargas repetidas

La Fig. III.5 muestra el aumento del módulo en ciclos sucesi- vos de carga. Es notable el aumento que presenta el módulo entre el primero y el segundo ciclo. El aumento posterior es menos noto rio hasta que al cabo de varios cientos de ciclos la curva esfuer- zo-deformación se estabiliza.

-Representación de datos

La forma más usual de representar los datos obtenidos de esta prueba no es precisamente la indicada en la Fig.III .6. Más bien, se relacionan, por una parte, la presión vertical en el eje de las abscisas y la relación de vacíos en el de las ordenadas. Además, la escala empleada para cuantificar las presiones puede ser aritmé tica o logarítmica, tal como se ilustra en las Figs. III.6 y III.7

respectivamente. En el primer caso la pendiente de la curva queda definida por el "coeficiente de compresibilidad", a_v :

$$a_v = \frac{\Delta_e}{\Delta\sigma_z} \qquad (III.21)$$

Para el segundo caso la pendiente de la curva resultante es el "índice de compresión", Cc:

$$C_c = -\frac{\Delta_e}{\Delta(\log\sigma_z)} \qquad (III.22)$$

Cc, es, por tanto, la variación de la relación de vacíos en un ciclo logarítmico de presiones.

Aún más, utilizando el "coeficiente de variación volumétrica" m_v , definido por Terzaghi para el tipo de prueba que nos ocupa como:

$$m_v = \frac{\Delta\epsilon_v}{\Delta\sigma_z} \qquad (III.23)$$

Se pueden obtener relaciones entre D , m_v , a_v y C_c que se presentan en la Tabla III.1. En la Tabla III.2 se proporcionan algunos valores de m_v y υ .

Tabla III.1 Relación entre diversos parámetros de esfuerzo-deformación en compresión confinada (Ref. 10)

	Módulo con confinamiento	Coeficiente de deformación volumétrica	Coeficiente de compresibilidad	Indice de compresión
Módulo con confinamiento	$D = \frac{\Delta\sigma_v}{\Delta\epsilon_v}$	$D = \frac{1}{m_v}$	$D = \frac{1+e_0}{a_v}$	$D = \frac{(1+e_0)\sigma_{va}}{0.435C_c}$
Coeficiente de deformación volumétrica	$m_v = \frac{1}{D}$	$m_v = \frac{\Delta\epsilon_v}{\Delta\sigma_v}$	$m_v = \frac{a_v}{1+e_0}$	$m_v = \frac{0.435C_c}{(1+e_0)\sigma_{va}}$
Coeficiente de compresibilidad	$a_v = \frac{1+e_0}{D}$	$a_v = (1+e_0)m_v$	$a_v = -\frac{\Delta e}{\Delta\sigma_v}$	$a_v = \frac{0.435C_c}{\sigma_{va}}$
Indice de compresión	$C_c = \frac{(1+e_0)\sigma_{va}}{0.435D}$	$C_c = \frac{(1+e_0)\sigma_{va}m_v}{0.435}$	$C_c = \frac{a_v\sigma_{va}}{0.435}$	$C_c = -\frac{\Delta e}{\Delta\log\sigma_v}$

Nota. e_0 es la relación de vacíos inicial, σ_{va} indica la media de los esfuerzos inicial y final.

Tabla III.2 Rango típico de valores de m_v y ν (Ref. 20)

Compresibilidad	m_v cm^2/kg	ν	Sedimento
Muy Alta	mayor que 0.1	0.43 a 0.35	Arcillas lacustres y limos
Alta	0.1 - 0.02	0.35 a 0.30	Arcillas y limos, arenas arcillosas lacustres. Suelos residuales, polvos volcánicos sueltos
Media	0.02 - 0.005	0.30 a 0.25	Arcillas y limos duros, sedimentos finos eólicos. Suelos residuales y sedimentos volcánicos medianamente compactos. Suelos aluviales finos
Baja	0.005 - 0.002	0.25	Arena, limos compactos, suelos aluviales, sedimentos compactos y bien graduados
Muy Baja	menor que 0.002	0.25	Arenas, gravas. Sedimentos aluviales compactos, cementados y bien graduados

- <u>Relación con la velocidad de onda</u>

La velocidad de onda se define como la distancia recorrida por una onda, en la unidad de tiempo, Fig. III.8. Aunque existen varios tipos de velocidades de onda sólo se hará referencia a la velocidad de dilatación, definida como:

$$c_D = \sqrt{\frac{D}{\rho}} \qquad \text{(III.24)}$$

donde:

C_D = velocidad de dilatación en compresión confinada

ρ = densidad, igual a γ/g

g = aceleración de la gravedad

D = módulo de compresión confinada

Los valores típicos de este tipo de velocidad de onda a través de suelos granulares se muestran en la Fig. III.9 . Según parece la velocidad de onda aumenta proporcionalmente a $\sigma_v^{1/4}$, lo que, respecto a la ecuación III.24, significa que el módulo con confinamiento aumentaría proporcionalmente a $\sigma_v^{1/2}$. Sin embargo, el módulo calculado con la ecuación anterior puede ser mucho mayor para una velocidad de onda dada, que el módulo medido directamente en un edómetro. La diferencia se debe a lo pequeñas que son las presiones asociadas con ondas sísmicas, las cuales sólo causan la deformación elástica de las partículas, mientras que las presiones en el edómetro provocan el desplazamiento de éllas. Por otro lado, el módulo medido al cabo de muchos ciclos de carga, es aproximadamente igual al módulo calculado a partir de la velocidad de onda, Fig. III.5 .

III.3 Comportamiento en compresión triaxial

La prueba triaxial permite determinar directamente el módulo de Young. Este módulo disminuye al aumentar el esfuerzo axial y adquiere un valor de cero cuando se alcanza el máximo de la curva esfuerzo-deformación.

El módulo de Young obtenido en suelos, es generalmente el módulo secante medido a partir de un esfuerzo desviador nulo hasta un esfuerzo desviador igual a 1/2 o 1/3 del valor máximo de dicho esfuerzo. El rango anterior cubre prácticamente la gama habitual de esfuerzos de trabajo en problemas de cimentaciones reales, en donde es común que se den factores de seguridad de 2 ó 3.

La influencia de factores, tales como la relación de vacíos, historia de esfuerzos, forma, tamaño y resistencia de las partículas, es igual a la señalada para la prueba de compresión confinada. La Tabla III.3 indica la influencia general de la compacidad y de la naturaleza de las partículas sobre E. La Tabla III.4 de los valores de E después de varios ciclos de carga. Por último en las Tablas III.5 y III.6 se presentan valores típicos de E y de ν , respectivamente.

Tabla III. 4 Módulo de Young para cargas repetidas (Ref. 10)

Suelo (presión de confinamiento de 1 atmósfera)	Módulo de Young (kg/cm^2) Suelta	Compacta
Cuarzo triturado y tamizado, anguloso y fino	1,190	2,100
Arena de Otawa tamizada, fina y redondeada	1,820	3,150
Arena de Otawa estándar, media y redondeada	2,100	3,010
Arena tamizada, media, subangulosa	1,400	2,450
Cuarzo triturado y tamizado, medio, anguloso	1,260	1,890
Arena gruesa bien graduada, subangulosa	1,050	1,960

Según Chen, 1948

Tabla III . 3 Módulo de Young para el primer ciclo de carga (Ref. 10)

	Suelta	Compacta
Partículas angulosas, frágiles	140 kg/cm^2 2000 psi	350 kg/cm^2 5000 psi
Partículas redondeadas, duras	560 kg/cm^2 8000 psi	1050 kg/cm^2 15,000 psi

Nota. Módulo secante para la mitad del esfuerzo desviador máximo, con una presión de confinamiento de 1 atmósfera.

Tabla III.5 Rango típico de valores de E (Ref. 2)

Suelo	E (kg/cm^2)
Arcilla	
Muy blanda	3 - 30
Blanda	20 - 40
Media	45 - 90
Dura	70 - 200
Arenosa	300 - 425
Relleno glacial	100 - 1600
Loess	150 - 600
Arena	
Limosa	50 - 200
Suelta	100 - 250
Densa	500 - 1000
Arena y grava	
Densa	800 - 2000
Suelta	500 - 1400
Limo	20 - 200

Tabla III.6 Rango típico de valores de la relación de Poisson, ν (Ref. 2)

Tipo de suelo	
Arcilla saturada	0.4 - 0.5
Arcilla no saturada	0.1 - 0.3
Arcilla arcillosa	0.2 - 0.3
Limo	0.3 - 0.35
Arena densa	0.2 - 0.4
Gruesa (e=0.4-0.7)	0.15
Grano fino (e=0.4-0.7)	0.25
Roca	0.1 - 0.4 (dependiendo del tipo de roca)
Loess	0.1 - 0.3
Hielo	0.36
Concreto	0.15

Actualmente la recuperación de muestras inalteradas de suelo es algo difícil, por lo que algunos autores sugieren que para compensar de cierta manera la influencia de la perturbación de la muestra el módulo E debe obtenerse a partir de pruebas realizadas con dos a cinco ciclos de carga y descarga.

Aunque el anterior comentario no se ha comprobado plenamente y hasta el momento no es más que una pauta a seguir recomendada en base a la experiencia. En lo que sigue se presentará una forma de obtener el módulo de deformación partiendo de los resultados de una prueba triaxial con ciclos carga-descarga.

La muestra de suelo se coloca en la cámara triaxial con una relación de vacíos inicial e_0 y se somete a una presión de confinamiento inicial σ_c , bajo la cual se permite su deformación isotrópica hasta que la presión hidrostática haya sido disipada completamente, obteniendo una nueva relación de vacíos e_1 después, se aplica un pequeño incremento de esfuerzo efectivo vertical $\Delta\sigma_{z_1}$, al que le corresponderá una cierta deformación $\Delta\epsilon_{z_1}$, y por consecuencia se obtendrá un valor del módulo de deformación secante E_{z_1} ligado a un esfuerzo de confinamiento inicial σ_{c_1} y a una relación de vacíos inicial e_1. Posteriormente el especímen es descargado una cantidad $\Delta\sigma_{z_1}$ y el esfuerzo de confinamiento es incrementado a $\sigma_{c_1} + \Delta\sigma_{c_1} = \sigma_{c_2}$. Después de permitir la estabilización de la muestra bajo este nuevo esfuerzo σ_{c_2}, otro pequeño incremento de carga $\Delta\sigma_{z2}$ es aplicado obteniendo una deformación $\Delta\epsilon_{z2}$ y consecuentemente un valor de módulo E_{z2}, correspondiente a un esfuerzo de confinamiento σ_{c2} y una relación de vacíos e_2. De igual modo se continúa la prueba obteniendo valores de E_z para el rango de esfuerzos deseado. Es prudente recordar que la magnitud de los incrementos de esfuerzos efectivos verticales aplicados en cada etapa no debe ser mayor que 1/2 del máximo esfuerzo vertical efectivo soportado por el suelo. Los valores así obtenidos se pueden graficar como lo ilustra la Fig. III.10. El cambio en la relación de vacíos puede determinarse a partir de la ecuación (III.19) haciendo $\Delta\sigma_x = \Delta\sigma_y = 0$ con lo que:

$$\Delta\epsilon_v = (1-2\nu)\frac{\Delta\sigma_z}{E_z}$$

como $$\Delta\epsilon_v = \frac{\Delta e}{1+e}$$

finalmente $$\Delta e = (1-2\nu)(1+e)\frac{\Delta\sigma_z}{E_z} \qquad \text{(III.25)}$$

La variación del valor del E_z con el esfuerzo confinante σ_c puede representarse en una gráfica con escala logarítmica en ambos ejes, esta variación adoptará generalmente la forma de una línea recta, de acuerdo a la Fig. III.11 el valor de E_z puede definirse como:

$$E_z = \frac{\sigma_c^{\,n}}{C_o} \qquad \text{(III.26)}$$

En la Tabla III.7 se dan valores de Co y de n para el caso de una arena bien graduada.

Tabla III.7 (Ref. 20)

Compacidad	D_r	$C_o \times 10^{-3}$	n
Muy suelta	0.2	10	0.65
Suelta	0.2 - 0.4	10 - 6.0	0.65 - 0.60
Medianamente compacta	0.4 - 0.6	6.0 - 3.0	0.60 - 0.50
Compacta	0.6 - 0.8	3.0 - 2.0	0.50 - 0.45
Muy compacta	0.8	2.0	0.45

En la mayoría de los problemas prácticos, los esfuerzos antes de aplicar la carga no son isótropos. La influencia del estado real de esfuerzos sobre el módulo no es clara pero parece razonable suponer que el módulo depende de la media de los esfuerzos principales, es decir:

$$E_z \sim \sqrt{\sigma_v \frac{1+2\,Ko}{3}} \qquad (III.27)$$

donde

$$Ko = \frac{\sigma_h}{\sigma_z}$$

La ecuación anterior se cumple cuando $1/2 < ko < 2$, y se tiene un factor de seguridad a la falla de 2 o superior.

- Módulo de elasticidad como una función del tiempo

Anteriormente se dijo que el efecto del tiempo en la compresión de las arenas carece por lo general de interés práctico. Sin embargo para los casos en que si lo tuviera el desarrollo teórico sería el siguiente. Recuérdese que en la prueba triaxial que permite dibujar la gráfica de la Fig. III.10 se estableció que después de lograr la estabilización de la muestra bajo un cierto esfuerzo confinante σ_c, se procedía a incrementar el esfuerzo vertical una cantidad $\Delta\sigma_z$, obteniéndose, en materiales permeables o no saturados, una deformación elasto-plástica inmediata, definida por la deformación $\Delta\epsilon_{ep}$. De esta manera el módulo elasto-plástico queda definido por

$$E_{ep} = \frac{\Delta \sigma_z}{\Delta \epsilon_{ep}} \qquad \text{(III.28)}$$

El valor final de la deformación bajo un esfuerzo sostenido será una función del tiempo. En la Fig III.12 el valor de la deformación para el punto "a" corresponde a un momento inmediatamente después de aplicar la carga. Posteriormente, al transcurrir el tiempo la deformación se incrementa por un efecto visco-plástico. Por lo que el módulo de deformación puede expresarse como:

$$E_z = \frac{\Delta\sigma_z}{\Delta\epsilon_{ep} + \Delta\epsilon_{vp}}$$

arreglando términos:

$$E_z = E_{ep}\left(1 + \frac{\Delta\epsilon_{ep}}{\Delta\epsilon_{vp}}\right) \qquad \text{(III.29)}$$

$\Delta\epsilon_{vp}$ representa la deformación visco-plástica al transcurrir el tiempo.

Sea $$K_v = \frac{\Delta\epsilon_{ep}}{\Delta\epsilon_{vp}} \qquad (III.30)$$

el módulo de deformación vertical será entonces:

$$E_z = E_{ep}(1 + K_v) \qquad (III.31)$$

Los valores de K_v pueden determinarse para diferentes tipos de suelos no saturados en cámaras triaxiales especiales o en edómetros. La Tabla III.8 dá una idea de estos valores.

Tabla III.8 Rango de valores aproximados de K_v (Ref. 20)

Material	K_v
Arcilla Arcilla limosa	mayor de 1
Arena limosa limo arenosa	1 - 0.5
Arena fina	0.5 - 0.2
Arena bien graduada	0.2 - 0.1
Fragmentos angulares de roca	0.5 - 0.25

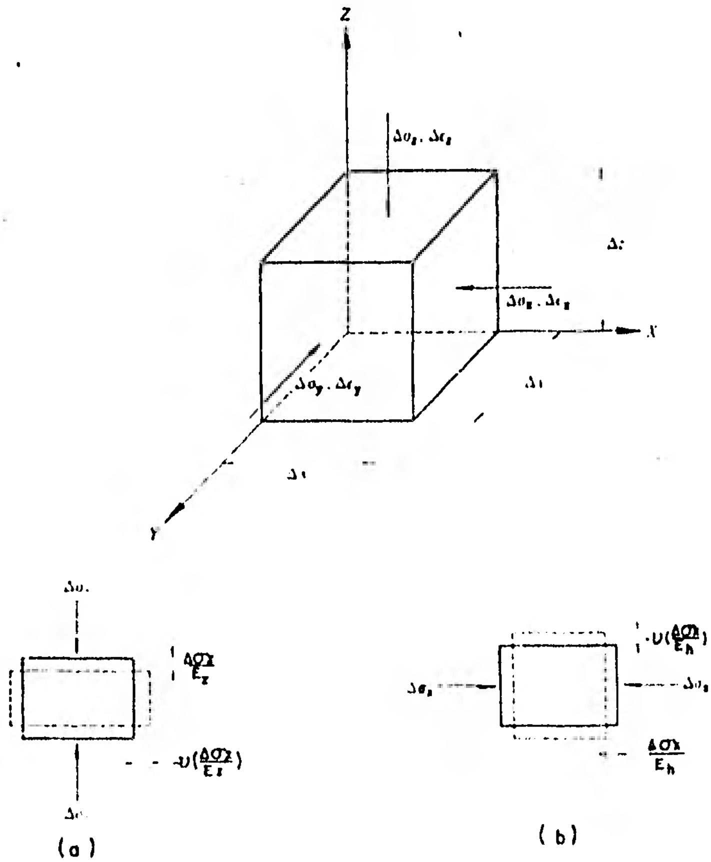


Fig. III. I Estado de esfuerzos y deformaciones en un punto. (Ref. 20)

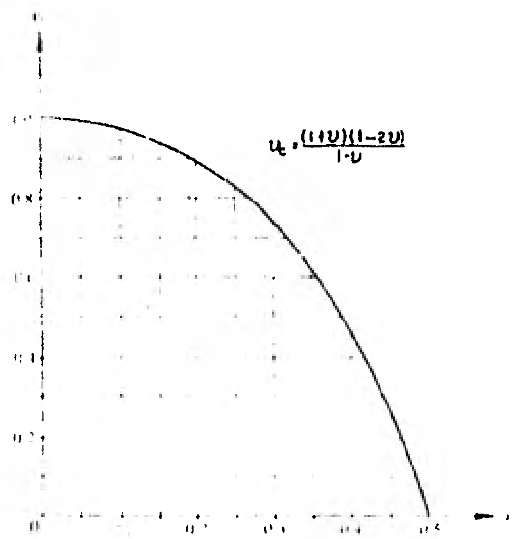


Fig. III . 2 Relación teórica del coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria. (Ref. 20)

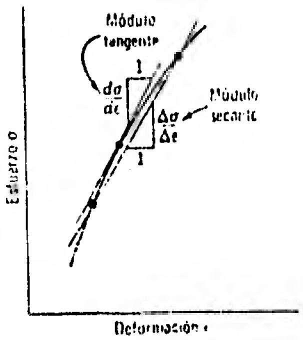


Fig. III. 3 Distintos tipos de módulos
(Ref. 10)

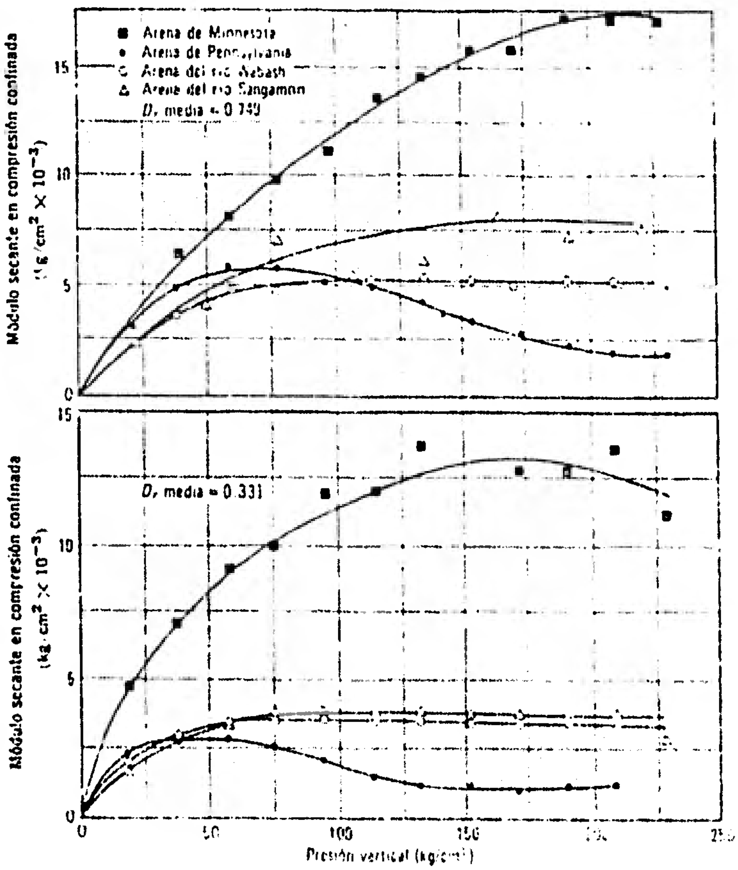


Fig. III.4 Comportamiento de varias arenas en compresión unidireccional. Módulo secante desde 0 hasta la presión indicada. (Según Hendron, 1963). (Ref. 10)

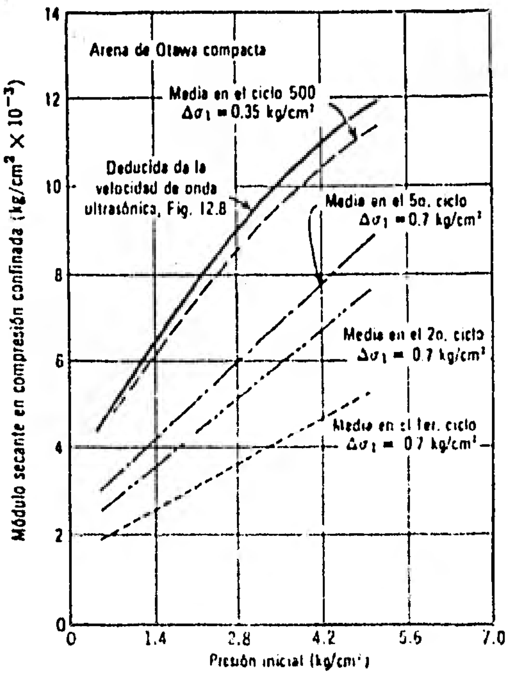


Fig. III. 5 Incremento del módulo secante en compresión confinada en sucesivos ciclos de carga (Ko) Las curvas medias se han trazado a través de datos dispersos (Ref. 10)

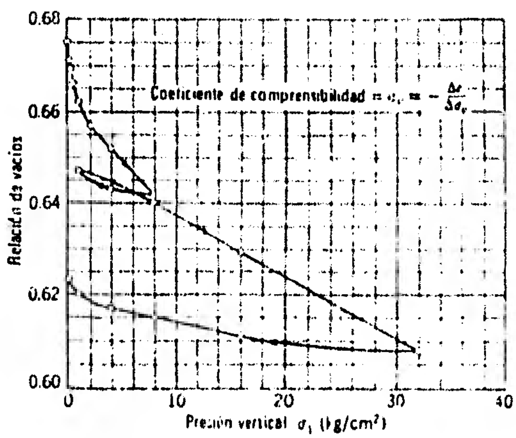


Fig. III. 6 Resultados de una prueba de compresión confinada expresando la relación de vacíos en función de la presión vertical a escala natural. (Ref. 10)

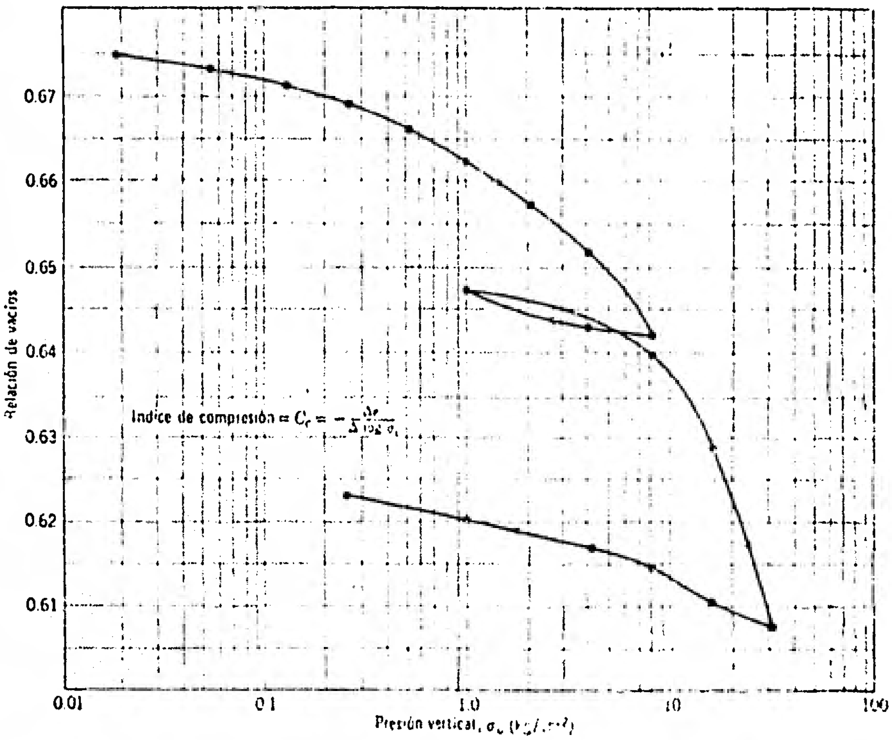


Fig. III. 7 Resultados de una prueba de compresión confinada representando la relación de vacíos en función de la presión en escala logarítmica. (Ref. 10)

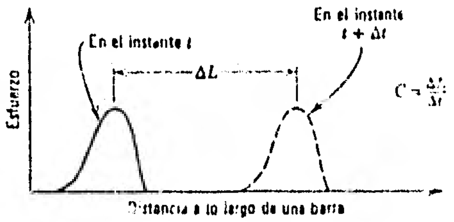


Fig. III. 8 Concepto de velocidad de onda. (Ref. 10)

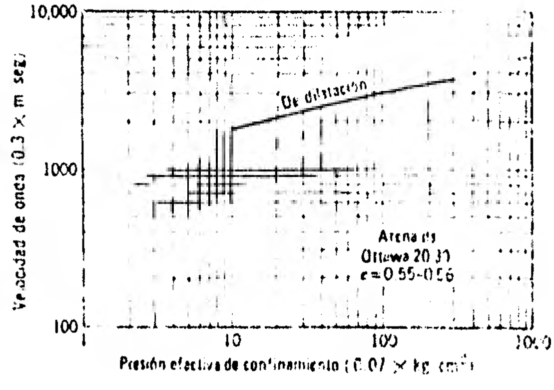


Fig. III. 9 Velocidad de onda en arenas (Ref. 10)

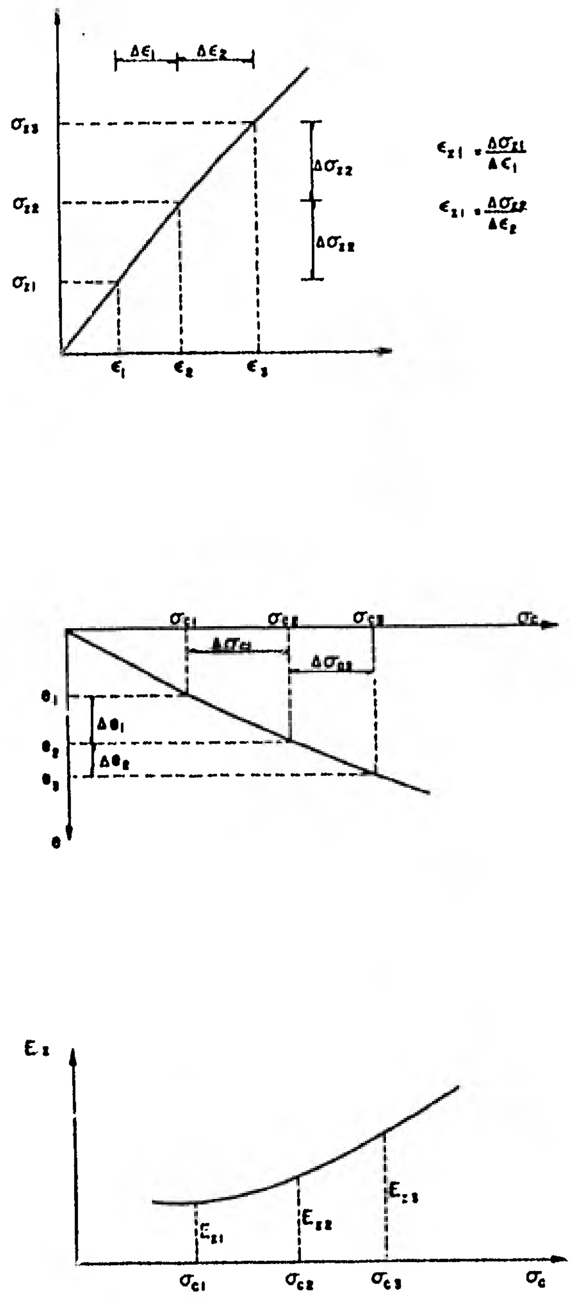


Fig. III.10 Determinacción en el laboratorio de E_z. (Ref. 20)

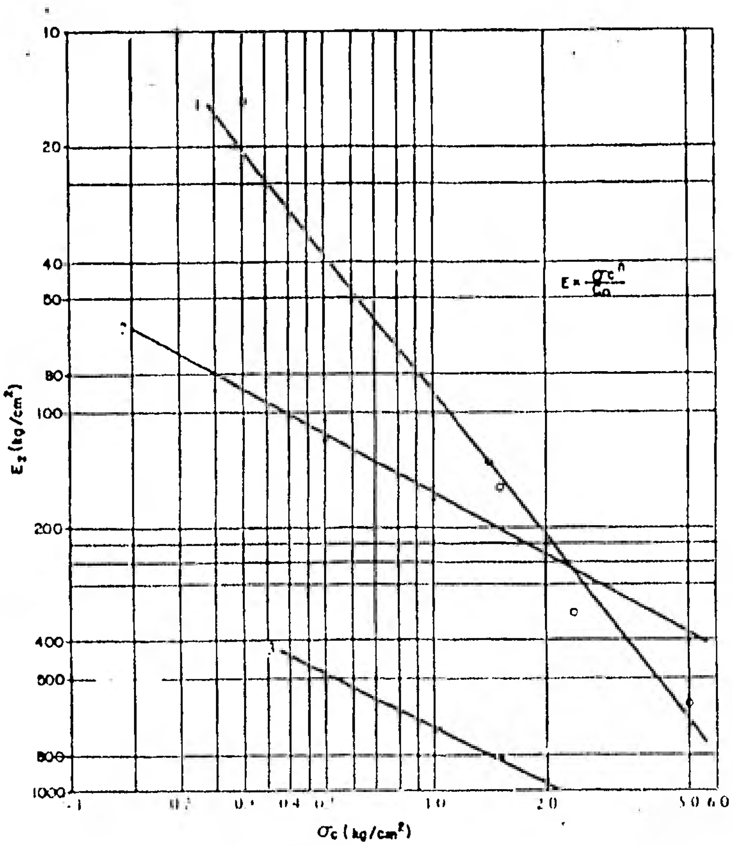


Fig. III. 11 Módulo E para suelos no cohesivos. (Ref. 20)

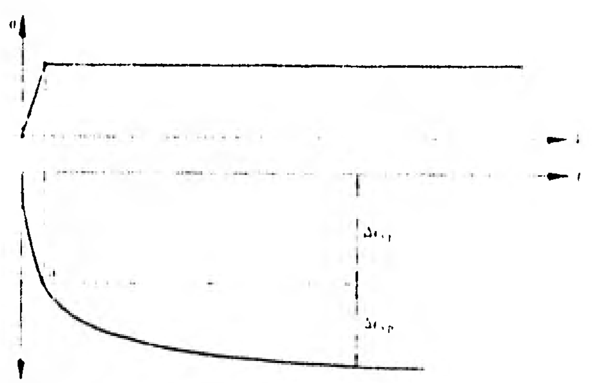


Fig. III. 12 La deformación como una función del tiempo (Ref. 20)

IV ASENTAMIENTO ELASTICO

Como se comentó al principio de este trabajo, las fallas de las cimentaciones son ocacionadas generalmente por asentamientos excesivos e intolerables para las estructuras, siendo menos frecuentes las fallas por resistencia al corte de los suelos. De aquí que en el proyecto de cimentaciones la labor no debe limitarse a proporcionar un valor de capacidad de carga afectado por un factor de seguridad. Debe, también determinarse el asentamiento bajo la carga por aplicar y proyectar la cimentación para que este asentamiento sea inferior a un valor admisible.

Comúnmente el asentamiento total de una cimentación se considera integrado por tres componentes:

$$\delta = \delta_e + \delta_p + \delta_s \qquad \text{(IV.1)}$$

donde

δ = asentamiento total último

δ_e = asentamiento elástico

δ_p = asentamiento por consolidación primaria

δ_s = asentamiento por consolidación secundaria

Dependiendo de las características del suelo, inherentes o adquiridas, una o dos de las componentes descritas es más importante. Para suelos granulares, se puede suponer que el asentamiento elástico es preponderante, por lo que:

$$\delta = \delta_e \qquad (IV.2)$$

IV.1 La Teoría Elástica en la Mecánica de Suelos

En la mecánica de suelos, el asentamiento de cimentaciones y los esfuerzos transmitidos por éstos al suelo, son determinados por los procedimientos establecidos por la teoría elástica, considerando cargas aplicadas sobre áreas de comportamiento flexible o rígido, de varias formas geométricas, que obran tanto sobre como dentro de un espacio semi-infinito elástico. Estos procedimientos se basan en el conocimiento de parámetros constantes del suelo, como el módulo de Young, E, y la relación de Poisson, ν . Como lo señalan algunos autores, el suponerle al suelo parámetros constantes elásticos no implica que se comporte como un sólido elástico ideal. Aún así, las similaridades entre el comportamiento del sólido elástico ideal y el suelo real existen. El comportamiento elástico puede esperarse cuando se aplican niveles bajos de esfuerzo, esto es, bajo condiciones de carga que aseguren altos factores de seguridad contra la falla. Esto es razonablemente cierto por ejemplo, para proyectos de cimentaciones donde el factor de seguridad es del orden de 3, pero es poco probable para terraplenes donde el factor de seguridad es del orden de 1.5.

Generalmente se recomienda que las constantes del suelo se determinen experimentalmente bajo las condiciones que simulen el rango de esfuerzos y el tipo de deformación esperado en el campo, y así justificar el empleo de análisis elásticos para predecir distribución de esfuerzos y asentamientos.

IV.2 Asentamientos Producidos por Cargas Uniformemente Distribuidas

Cuando la cimentación en estudio pueda aproximarse al comportamiento de una carga uniformemente distribuida actuando sobre un área circular o rectangular en la superficie o a relativamente poca profundidad, el desplazamiento vertical puede estimarse con:

$$\delta_e = \frac{wB(1-\nu^2)}{E} I_f \qquad \text{(IV.3)}$$

donde:

- w = carga uniformemente distribuida
- B = ancho del cimiento, Fig. IV.I.
- I_f = factor de forma y rigidez

La tabla IV.1 proporciona valores del factor I_f para distintas formas del área cargada.

Tabla IV.1 Valores del factor de influencia I_f para distintas formas del área cargada sobre la superficie de un semiespacio elástico. (Ref.19)

Forma	Centro	Esquina	Mitad del lado Corto	Mitad del lado Largo	Promedio
Circular	1.00	0.64	0.64	0.04	0.85
Circular (rígido)	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79
Cuadrado	1.12	0.56	0.76	0.76	0.95
Cuadrado (rígido)	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99
Rectangular					
largo/ancho					
1.5	1.36	0.67	0.89	0.97	1.15
2	1.52	0.76	0.98	1.12	1.30
3	1.78	0.88	1.11	1.35	1.62
6	2.10	1.05	1.27	1.68	1.83
10	2.53	1.26	1.49	2.12	2.25
100	4.00	2.00	2.20	3.60	3.70
1000	5.47	2.75	2.94	5.03	5.16
10000	6.90	3.50	3.70	6.50	6.60

La ecuación IV.3 permite también calcular el desplazamiento vertical de un apoyo rígido al cargarse, de forma circular o cuadrada; tal como sería en el caso de las zapatas de concreto. La única diferencia estriba en los valores asignados a I_f, que también aparecen en la Tabla IV.1. Comparando estos valores para el caso de un apoyo circular cuando es rígido y cuando no lo es, se observa que el asentamiento del apoyo considerado rígido es 21 % menor que el obtenido en el otro tipo de apoyo.

2.1 Efectos de las condiciones de frontera

Si el espesor del estrato cargado es relativamente grande comparado con las dimensiones del área que soporta, el asentamiento elástico pude calcularse como si el suelo fuese homogéneo y de profundidad infinita. Sin embargo, en la práctica es usual encontrarse con perfiles estratigráficos que se componen de un estrato blando compresible subyacido por un suelo muy duro o muy denso o inclusive por roca. Esta situación puede aproximarse a la de un estrato elástico de profundidad limitada apoyado sobre una base rígida. El desplazamiento para este caso puede también evaluarse con la ecuación IV.3, remplazando el factor I_f por I'_f, el cual toma en cuenta el efecto de la base rígida. E y υ son los parámetros elásticos del estrato compresible. Los valores de I'_f han sido tabulados y se presentan en la Tabla IV.2 para el asentamiento bajo el centro del área cargada. La Tabla IV.3 indica los valores de I'_f para el asentamiento en la mitad del lado más largo del área cargada. Las literales utilizadas en las Tablas IV.2 y IV.3 tienen el significado dado por la Fig. IV.2. Ver Ejemplos IV.1 y IV.2.

Alternativamente, la estratigrafía podría presentar una disposición inversa a la descrita, es decir, un estrato muy duro o muy denso colocado sobre un estrato de menor rigidez de gran espesor. Esto podría ejemplificarse con la existencia de estratos de suelo preconsolidado sobreyaciendo materiales normalmente consolidados, también podría ser el caso de los pavimentos apoyados generalmente sobre suelos menos rígidos.

El desplazamiento de la superficie al centro de un área uniformemente cargada, bajo estas condiciones, puede determinarse en base al asentamiento de la superficie de un medio homogéneo, por

Tabla IV.2 Valores del factor de influencia I_f' para calcular el asentamiento al centro de áreas cargadas sobre un estrato elástico apoyado en una base rígida.(Ref.19)

H/B	Círculo Diámetro = B	Rectángulo $L/B = 1$	$L/B = 1.5$	$L/B = 2$	$L/B = 3$	$L/B = 5$	$L/B = 10$	Largo infinito $L/B = \infty$
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.1	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09
0.25	0.24	0.24	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23
0.5	0.48	0.48	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47
1.0	0.70	0.75	0.81	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83
1.5	0.80	0.86	0.97	1.03	1.07	1.08	1.08	1.08
2.5	0.88	0.97	1.12	1.22	1.33	1.39	1.40	1.40
3.5	0.91	1.01	1.19	1.31	1.45	1.56	1.59	1.60
5.0	0.94	1.05	1.24	1.38	1.55	1.72	1.82	1.83
∞	1.00	1.12	1.38	1.52	1.78	2.10	2.53	∞

Tabla IV.3 Valores del factor de influencia I_f' para calcular el asentamiento en la mitad del lado más largo de áreas cargadas sobre un estrato elástico apoyado en una base rígida. (Ref.19)

H/B	Círculo Diámetro = B	Rectángulo $L/B = 1$	$L/B = 1.5$	$L/B = 2$	$L/B = 3$	$L/B = 5$	$L/B = 10$	Longitud infinita $L/B = \infty$
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.1	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
0.25	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11
0.5	0.22	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23
1.0	0.36	0.46	0.46	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47
1.5	0.44	0.52	0.60	0.64	0.68	0.68	[illegible]	0.63
2.5	0.51	0.61	0.74	0.82	0.91	0.97	0.97	0.97
3.5	0.55	0.65	0.80	0.90	1.03	1.13	1.17	1.17
5.0	0.58	0.69	0.85	0.96	1.12	1.28	1.39	1.39
∞	0.64	0.76	0.97	1.12	[illegible]	1.66	2.12	∞

lo que:

$$\delta_{el} = \alpha\ \delta_{e\infty} \qquad \text{(IV.4)}$$

donde:

δ_{el} = asentamiento elástico al centro de un área circular uniformemente cargada, sobre un estrato elástico de espesor H y parámetros elásticos E_1 y ν_1, subyacido por un material de espesor infinito y parámetros elásticos E_2 y ν_2.

$\delta_{e\infty}$= asentamiento elástico calculado al centro de un área circular uniformemente cargada sobre un semiespacio homogéneo con parámetros elásticos E_2 y ν_2.

α = factor de corrección que relaciona ambos asentamientos.

Valores de α para varias relaciones de H/B y E_1/E_2 se presentan en la Tabla IV.4. En esta tabla se considera $\nu_1 = \nu_2 = 0.4$, y además que no existe deslizamiento alguno en la interfase de los dos estratos.

Tabla IV.4 Factor de corrección α para calcular el asentamiento al centro de un área cargada sobre un estrato elástico con módulo E_1, subyacido por un estrato elástico menos rígido con módulo E_2, de profundidad infinita, $\nu_1 = \nu_2 = 0.4$. (Ref.19)

H/B \ E_1/E_2	1	2	5	10	100
0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.1	1.000	0.972	0.943	0.923	0.760
0.25	1.000	[illegible]	0.770	[illegible]	0.431
0.5	1.000	0.747	0.666	0.463	0.228
1.0	1.000	0.627	0.399	0.267	0.121
2.5	1.000	0.550	0.274	0.175	[illegible]
5	1.000	0.525	[illegible]	0.126	0.036
∞	1.000	[illegible]	0.200	[illegible]	0.010

2.2 Cartas de diseño

A continuación se presentan las cartas de diseño para el cálculo de asentamientos elásticos más comúnmente usadas.

- Cartas de Janbu, Bjerrum y Kjaernsli (1956)

Estas cartas estiman el asentamiento medio de un área uniformemente cargada, de forma rectangular o circular, por medio de la siguiente ecuación:

$$\delta_e = \frac{wB}{E} \mu_0 \, \mu_1 \qquad \text{(IV.5)}$$

donde:

E = módulo determinado de pruebas triaxiales

μ_0, μ_1 = factores de influencia, adimensionales que dependen de las relaciones D/b (D, profundidad de desplante del cimiento), H/B (H, espesor del estrato compresible), y L/B (L, largo del cimiento). Fig. IV.3.

La relación de Poisson se considera igual a 0.5.

Estas cartas pueden emplearse en el caso de suelos muy estratificados en los que E tiene diversos valores, asimilando la variación de E con el reemplazo de todo el sistema de capas por una hipotética rígida en el fondo. La profundidad de esta capa hipotética se incrementa sucesivamente hasta incorporar cada capa real, calculando en cada caso el asentamiento correspondiente a la E de la capa agregada. Sustrayendo el efecto de la capa hipotética de cada capa real, se deduce la compresión de cada capa, cuya suma es el asentamiento total, Ejemplo IV.3.

• Cartas de Steinbrenner (1934)

Para cargas distribuidas uniformemente sobre un área rectangular, Steinbrenner propone la siguiente fórmula para la obtención del asentamiento elástico bajo una esquina del rectángulo cargado:

$$\delta_e = \frac{WB}{E}\left[(1-\upsilon^2)F_1 + (1-\upsilon-2\upsilon^2)F_2\right] = \frac{WB}{E}F_\upsilon \qquad (IV.6)$$

δ_e centro = 4 δ_e esquina

donde:

F_1, F_2 y F_υ = factores que dependen de la relación Z/B (Z, profundidad en el suelo) y L/B (L, longitud del cimiento). En la Fig. IV.4 aparece una gráfica que proporciona los valores de F_1 y F_2 y en la misma figura aparece una gráfica que da directamente el valor de F_υ para el caso particular de υ = 1/3.

Si el suelo es considerado homogéneo, el asentamiento elástico total podrá obtenerse con la fórmula IV.6, haciendo $Z = \infty$. Si por el contrario existe una estratificación con cotas Z_1, Z_2, etc. y módulos de Young E_1, E_2, etc., se podrá hallar el asentamiento total por suma de los parciales de cada capa.

• Cartas de Butler (1974)

Butler apoya su investigación en la simple extrapolación de los trabajos de Steinbrenner. El efecto de una base rígida es simulado suponiendo que la compresión de un estrato de profundidad finita Z colocado sobre una base rígida, es igual a la que ocurriría dentro de los primeros Z metros de un depósito de profundidad infinita.

Las cartas de Butler Fig. IV.5 permiten estimar el asentamiento de la esquina de un área rectangular uniformemente cargada apoyada en la superficie de un medio elástico no homogéneo. Se supone también, que el módulo se incrementa en forma lineal con la profundidad, la expresión que se propone es:

$$\delta_e = \frac{wB}{E_0} I \qquad \text{(IV.7)}$$

$\delta_e$centro = 4 $\delta_e$esquina

donde:

E_0 = módulo de elasticidad de Young en la superficie del semi-espacio, Z = 0.

I = factor de influencia adimensional, Fig. IV.5, función de la relación $\frac{Z}{B}$ y de k, que es la pendiente de la curva que representa el incremento lineal del módulo de Young con la profundidad Z, Fig. IV.6.

• Cartas de Newmark

Este procedimiento permite obtener el asentamiento en la superficie y a cualquier profundidad en un medio semi-infinito, elástico, isótropo y homogéneo, sujeto en la superficie a cargas uniformemente distribuidas de cualquier forma. El asentamiento se calcula contando en las cartas el número de cuadros cubiertos por la planta del área cargada, dibujada a una escala apropiada.

Son tres las cartas que se utilizan. La Gráfica 1, Fig. IV.7, se utiliza para calcular el asentamiento en la superficie, para cualquier valor de la relación de Poisson ν . La Gráfica 2 para el cálculo de desplazamientos a cualquier profundidad, para $\nu = 0.5$. La Gráfica 3, se emplea para determinar la corrección que debe hacerse a los resultados de la Gráfica 2 cuando ν es diferente de 0.5.

El procedimiento para la utilización de las cartas es el siguiente:

a) Se dibuja una figura del área cargada a una escala tal que la profundidad z a la que se desea el análisis, en las Gráficas 2 y 3, o la longitud base L, en la Gráfica 1, sea igual a la longitud del segmento Z o L de las gráficas.

b) La figura se coloca sobre la gráfica, haciendo coincidir el punto en que se desea calcular el asentamiento con el origen de la gráfica.

c) Se cuenta el número de cuadros cubierto por la figura.

d) El asentamiento se calcula aplicando las ecuaciones:

$$\delta_{eo} = 0.02\,(1-\nu^2)\,n_o\;w\,\frac{L}{E} \qquad (IV.8)$$

$$\delta_e' = 0.01\,(1+\nu)\left(n' + (1-2\nu)\,n_c\right)w\,\frac{Z}{E} \qquad (IV.9)$$

Para el cálculo de asentamientos a diferentes profundidades bajo un punto de un área cargada, se requieren figuras de dife - rentes escalas.

Las cartas pueden utilizarse para calcular el cambio de espesor de un estrato, como la diferencia de asentamientos en las fronteras superior e inferior del mismo.

Si el área no está uniformemente cargada, los artificios utilizados en las cartas para evaluar la distribución de presiones pueden ser utilizadas, es decir, las cartas se utilizan suponiendo una serie de áreas sujetas a carga uniforme, Ejemplo IV.4.

2.3 Asentamiento elasto-plástico, como una función del tiempo

En esta parte se concluirá el análisis iniciado en el capítulo anterior en el que se llegó a:

$$E_z = E_{ep}(1+K_v) \qquad (III.31)$$

Si tomamos en cuenta que:

$$\upsilon_c = \frac{(1+\upsilon)(1-2\upsilon)}{(1-\upsilon)} \qquad (III.16)$$

$$\Delta\epsilon_v = \left(\frac{(1-\upsilon)(1-2\upsilon)}{1-\upsilon}\right)\frac{\Delta\sigma_z}{E_z} \qquad (III.20)$$

y que

$$m_v = \frac{\Delta\epsilon_v}{\Delta\sigma_z} \qquad (III.23)$$

se puede llegar a: $\upsilon_c = m_v\, E_z$ (IV.10)

Con esta última expresión se puede obtener una fórmula para calcular el desplazamiento vertical de un estrato de espesor 2H sujeto a un incremento de esfuerzo $\Delta\sigma_z$, en términos del módulo de deformación elasto-plástico, E_{ep}, de la relación de Poisson, υ y de K_v, así:

$$\delta_{ep} = \frac{\upsilon_c\,(2H)\Delta\sigma_z}{E_{ep}(1+K_v)} \qquad (IV.11)$$

donde:

para material granular $$E_{ep} = \frac{\sigma_c^n}{C_o} \qquad (III.26)$$

El módulo de deformación se obtiene de pruebas de compresión triaxial para material granular, siguiendo los lineamientos ya descritos.

IV.3 Aportaciones Recientes

El desarrollo de la teoría elástica ha tomado nuevos cauces, tratando cada vez más de hacer intervenir nuevos enfoques que permitan representar más fielmente el comportamiento del suelo.

3.1 Cálculo de asentamientos por una nueva teoría de resistencia (R. Bobe et al, 1972)

Basándose en la teoría de G. Szabo, se deduce un módulo de deformación variable cuyo valor depende de la magnitud de la carga y de la geometría de la placa de soporte. Este módulo de deformación variable se utiliza en la estimación del asentamiento elástico no lineal. En esta teoría se integran los métodos de cálculo de asentamientos y de capacidad de carga última en cimentaciones superficiales rígidas que hasta ahora se han usado por separado. Con estos nuevos conceptos se analizan algunas curvas carga-asentamiento, no lineales, de las que se puede observar que el asentamiento es función de las dimensiones de la cimentación, de la distribución de la deformación vertical, de la deformación vertical del suelo, área de la cimentación, y del efecto de los asentamientos plásticos sobre la distribución de presiones de contacto de la cimentación rígida.

El módulo de deformación variable, V, ya mencionado y como su nombre lo indica, no representa una constante delmaterial, como lo es el módulo de elasticidad E, y queda representado por:

$$V = E(o)\left(1 - \frac{w}{q_f}\right) \qquad (IV.12a)$$

donde;

V = módulo de deformación variable en kg/cm^2.

E(0) = módulo de elasticidad en kg/cm^2, a la profundidad z=0 del nivel de desplante de la cimentación, determinado por una prueba de compresión no confinada o por pruebas de carga.

w = presión media transmitida por la cimentación en kg/cm^2

q_f = capacidad de carga última en kg/cm^2, para carga vertical definida como

$$q_f = \gamma_B N_\gamma B (1 - 0.25\ B/L) + q\ N_q (1 + 1.5\ B/L) + C'\ N_c (1 + 0.3 B/L) \qquad (IV.12b)$$

q = presión lateral en kg/cm^2, a la profundidad de desplante de la cimentación.

Como se ve, el módulo V queda determinado por los siguientes parámetros:

- presión media transmitida por la cimentación, w
- ancho B y largo L de la cimentación
- forma de la cimentación, B/L
- profundidad de desplante, D, y presión lateral al mismo nivel, q
- módulo de elasticidad, E(o)

- ángulo de fricción ϕ (N_γ, N_q, $Nc = f(\phi)$)

- cohesión, c'

- peso volumétrico del suelo, γ_B, abajo de la cimentación

En la práctica el módulo V se mantiene constante sólo para rangos de carga muy pequeños y decrece rápidamente cuando se incrementan.

- Cálculo de asentamientos

La expresión convencional para el cálculo de asentamientos es:

$$\delta_e = \frac{WB}{E}(1 - \upsilon^2)\, I_f \qquad (IV.3)$$

Si

$$f_z = (1 - \upsilon^2)\, I_f$$

Se tiene $$\delta_e = \frac{WB}{E} f_z \qquad (IV.13)$$

introduciendo el módulo (V)

$$\delta_e = \frac{WB}{V} f_z \frac{WB}{E(o)} f_z \cdot \frac{1}{1 - w/q_f} \qquad (IV.14)$$

Si se comparan ambos métodos, se observa que la diferencia de un factor de reducción f_q

$$f_q = 1 - \frac{W}{q_f} \qquad (IV.15)$$

Así, por medio de la ecuación (IV.14) se logra una conección entre el método de cálculo para asentamientos elásticos y la capacidad de carga útima del cimiento superficial rígido.

Los resultados de cálculos comparativos se presentan en las Figs. IV 8 a IV 11. y corresponden a limos suaves sin cohesión, c'= 0. Los resultados confirman cualitativamente las investigaciones experimentales realizadas anteriormente.

3.2 Deformación del suelo bajo cimentaciones circulares (Egorov et al, 1977)

Se presentan los resultados teóricos y experimentales sobre la deformación del suelo bajo cimientos circulares y de forma de anillo. Proporcionándose las fórmulas para evaluar el asentamiento y el volteo o giro, comparándose, finalmente, los valores calculados con los medidos en campo de cimentaciones anulares para estructuras tipo torre de 120 a 530 m de altura.

Las cimentaciones de forma anular son consideradas las más efectivas para estructuras tipo torre. Tomando en cuenta que las descargas a la cimentación son del orden de 20 a 40 ton/m^2. La pauta a seguir en el análisis de este tipo de cimentación parte de considerar que se producirá una deformación lineal en un estrato de espesor H. Así, para este caso, el asentamiento promedio y el volteo quedan definidos por las siguientes expresiones:

$$\delta_e = 2\, r_2\, w M \sum_{i=1}^{n} \frac{K_i - K_{i-1}}{m E_i} \qquad \text{(IV.16)}$$

$$i = \frac{1-\upsilon^2}{m E_m} K_m \frac{M_v}{r_2^3} \qquad \text{(IV.17)}$$

donde:

r_2 = radio exterior de la cimentación anular

w = presión media en la base

n = número de estratos contenidos en el estrato de espesor H

ki = coeficiente correspondiente al i-ésimo estrato, dependiente de la relación z/r_2 y $R = \frac{r_1}{r_2}$, aquí z se refiere a la profundidad del estrato en estudio. Fig. IV.12

r_1 = radio interior de la cimentación anular

M = coeficiente que toma en cuenta la concentración de esfuerzos en el estrato Tabla IV.5

m = coeficiente que refleja las condiciones de deformación de la base, y depende del ancho de la cimentación. Tabla IV.6

Ei = módulo de deformación del i-ésimo estrato

Em = módulo de deformación promedio del estrato compresible

υ = relación de Poisson

Mv = Momento ocasionado por el viento

K_m = coeficiente definido por la Tabla IV.7

f(R) = función definida por la Tabla IV.8

La comparación de los valores calculados con aquellos medidos en campo se exponen en la Tabla IV.9.

Se recomienda que la profundidad del estrato compresible se considere igual a la longitud del radio exterior, $H = r_2$ para cimentaciones apoyadas en arcillas y de $H = \frac{2}{3}\, r_2$ para el caso de arenas.

Tabla IV.5 Determinación del coeficiente M (Ref.6)

$2H/r_2$	0 ; 0.5	0.5 ; 1.0	1.0 ; 2.0
M	1.5	1.4	1.3

Tabla IV.6 Determinación del coeficiente m (Ref.6)

$b = r_2 - r_1$	m
5 b 10	1.2
10 b 15	1.35
b 15	1.5

Tabla IV.7 Determinación del coeficiente K_m (Ref.6)

H/r_2	0.25	0.50	1.0	2.0	2.0
K_m	0.26	0.43	0.63	0.74	0.75

Tabla IV.8 Determinación de la función f(R) (Ref.6)

$R = r_1/r_2$	0	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
f(R)	1.000	1.002	1.006	1.013	1.030	1.067

Tabla IV.9 Comparación del asentamiento observado con el calculado, en cimentaciones de forma anular (Ref. 6)

Tipo de estructura	Altura (m)	Forma del cimiento	r_2 (m)	r_1 (m)	Empotramiento del cimiento (m)	W (kg/cm²)	Estatigrafía	δ_{calc} (cm)	i_{calc}	δ_{obs} (cm)	i_{obs}	$\frac{\delta_{calc}}{\delta_{obs}}$
Torre de Televisión	530	poliedro circular en anillo	35.5	26.0	3.5	3.4	3 metros de arcilla dura, E=900 kg/cm². Abajo, 40 m de arena fina, E=350 kg/cm²	7	0.003	6	0.001	1.17
Chimenea	320	anular	26.0	10.0	6.5	3.1	13 m de arena con E=500 kg/cm²	5.4	0.001	2	-	2.70
Chimenea	320	anular	22.0	14.5	7.6	3.0	roca blanda agrietada, E=500 kg/cm²	5.0	-	2	-	2.50
Chimenea	250	anular	13.2	9.2	2.5	4.0	roca blanda, E=500 kg/cm²	5.0	0.002	2	-	2.50
Chimenea	120	anular	12.5	8.5	1.6	2.6	suelos arcillosos E=120 kg/cm²	15	0.004	7	-	2.14

IV.4 Efectos de la Heterogeneidad y Anisotropía del Suelo

4.1 Distribución de Esfuerzos

Para evaluar la magnitud de los asentamientos en determinada estructura es indispensable el conocimiento de la distribución de esfuerzos que experimentará el suelo al ser cargado. Como es habitual, esta distribución se obtendrá basándose en las hipótesis de que el suelo es homogéneo, isótropo, lineal y elástico. Ahora bien, anteriormente se ha mencionado que la distribución propuesta por Boussinesq para esfuerzos verticales ofrece resultados que prácticamente pueden considerarse aceptables. Por lo que el interés de presentar los resultados analíticos y experimentales persigue el fin de demostrar esa aseveración aún y cuando se fundamente en hipótesis poco aplicables al suelo.

- No linealidad: Las investigaciones hechas en medios homogéneos no lineales han demostrado que los cambios en el esfuerzo vertical son esencialmente independientes de la relación esfuerzo-deformación usada en el análisis, como se ve en la Fig. IV.13. Por el contrario, los cambios en el esfuerzo horizontal han mostrado ser muy sensibles a esta falta de linealidad.

- Heterogeneidad: Es evidente que la suposición de homogeneidad es escasamente encontrada en la mayoría de los casos prácticos, en donde el suelo presenta generalmente una cierta estratificación con una variación muy marcada de la rígidez del suelo con la profundidad o en planta. Muchos autores han demostrado que la existencia de un estrato rígido inferior concentra de alguna manera los esfuerzos bajo la cimentación.

Afortunadamente existen soluciones para la distribución de esfuerzos en sistemas de multicapas, cuya principal aplicación se ha vertido en el diseño de pavimentos, donde los casos de heterogeneidad se dan claramente.

Como se mencionó ya en este capítulo, la presencia de un estrato superior rígido tiene una gran influencia en la distribución de esfuerzos verticales. La Fig. IV.14 muestra la distribución vertical y horizontal de esfuerzos bajo el centro de un área circular cargada para tres distintos espesores del estrato superior donde $E_1/E_2 = 10$. Es evidente que la distribución de esfuerzos verticales difiere significativamente de la de Boussinesq.

Una forma común de heterogeneidad es aquélla en que la rigidez del medio se incrementa en la profundidad. La Fig. IV.15 presenta la distribución de esfuerzos para una carga en franja uniformemente distribuida en un medio elástico e isotrópico con relación de Poisson constante y con el módulo de Young, E, incrementándose linealmente con la profundidad, con un valor de cero en la superficie. De la figura se ve que los esfuerzos verticales son ligeramente dependientes de la relación de Poisson mientras que los es -

fuerzos horizontales lo son extremadamente. Esto contrasta con la suposición de que los esfuerzos son idependientes de la relación de Poisson, cuando el medio es homogéneo.

- Anisotropía: un material anisotrópico puede definirse en base a los cinco parámetros elásticos siguientes:

  E_V, E_H = módulo de Young en planos vertical y horizontal, respectivamente

  ν_{VH} = relación de Poisson por el efecto de la deformación vertical sobre la deformación horizontal

  ν_{HH} = relación de Poisson por el efecto de la deformación horizontal sobre la deformación horizontal complementaria.

  G_{VH} = módulo cortante o de deformación tangencial en el plano vertical.

Las curvas que aparecen en la Fig.IV 16 describen los cambios en la distribución de esfuerzos verticales bajo el centro de un área circular uniformemente cargada en un material elástico, homogéneo y anisotrópico. Para tales relaciones usadas en la figura téngase en mente que para un material isotrópico $E_H/E_V=1$ y $G_{VH}/E_V=1/2$ (para $\nu=0$). De la figura se desprende claramente que los cambios en el valor del módulo cortante, G_{VH} tienen una mucho mayor influencia en los esfuerzos verticales, que la producida por la variación de E_H. Desafortunadamente los valores de G_{VH} son raramente obtenidos y en la actualidad se tiene un conocimiento muy reducido del rango de valores adoptado por la relación G_{VH}/E_V, que pudieran ser esperados en el suelo.

Se ha examinado, en forma muy somera, la influencia de factores tales como no-linealidad, heterogeneidad y anisotropía, en la distribución de esfuerzos inducida por cargas superficiales. Y como se esperaba, la solución de Boussinesq ofrece una precisión razonable para casos prácticos de la distribución de esfuerzos verticales para una gran cantidad de condiciones del terreno.

La situación no es tan favorable para el caso de la distribución de esfuerzos horizontales. En donde la distribución cambia en función de la relación de Poisson y en donde la heterogeneidad del material incrementa esta dependencia. Sin olvidar, que el efecto de no-linealidad tiene también un gran efecto. Por lo que es improbable que la solución de Boussinesq proporcione estimaciones de precisión razonable de los cambios en los esfuerzos horizontales.

4.2 Magnitud del Asentamiento

Los efectos producidos por la anisotropía o la heterogenidad en el valor del asentamiento han sido considerados ya por algunos investigadores, incluso se cuenta con algunas soluciones para problemas específicos. Un ejemplo de la influencia de la heterogeneidad se puede ver en la Fig. IV.17, donde se comparan las deformaciones teóricas con los desplazamientos medidos en un tanque cimentado en greda (arcilla plástica muy dura). De la figura se aprecia que las deformaciones de la superficie se localizan alrededor del área cargada, en una manera mucho más acentuada que como lo muestra la teoría elástica basándose en Boussinesq.

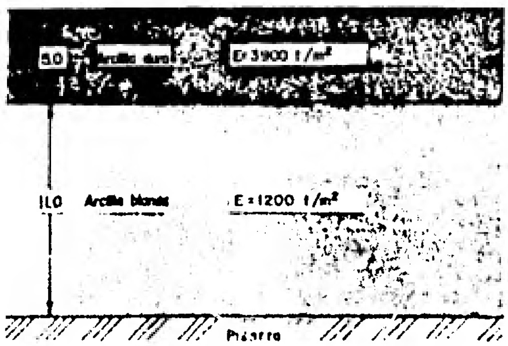
La configuración de la deformación en la superficie depende de la variación del módulo con la profundidad y de las magnitudes relativas entre el módulo horizontal y el vertical. Así, se presenta en la Fig. IV.18 los resultados de un análisis de esfuerzos basado en el elemento finito en donde el máximo asentamiento de un área flexible cargada puede ocurrir más cerca del borde que en la parte central, para un medio elástico con anisotropía y heterogeneidad especificadas.

De lo expuesto en este Subcapítulo dos puntos de importancia pueden mencionarse:

- El asentamiento vertical es generalmente muy sensible al módulo horizontal, E_H
- Para $E_V = 0$ en la superficie y E_V incrementándose con la profundidad, el asentamiento máximo está cerca del borde debido a las grandes deformaciones laterales que se producen en este sitio.

Ejemplo IV.1 Una estructura será soportada por una losa de cimentación de dimensiones en planta 20 x 50 m. La carga será uniformemente distribuida y tendrá un valor de 6 t/m^2. La estructura se desplantará sobre el perfil esquematizado en la Fig. E. IV.1. Este perfil indica un estrato rígido de arcilla sobre otra de mayor compresibilidad la que finalmente se apoya en una pizarra. Estime el asentamiento inmediato al centro de la losa.

Fig. E IV.1 Perfil esquemático de los ejemplos IV.1 y IV.2



Solución:

Supóngase que la pizarra actúa como una base rígida y que el resto del suelo, arriba de ésta, es un estrato único de espesor H = 16 m. Entonces

$$\frac{H}{B} = \frac{16}{20} = 0.80$$

$$\frac{L}{B} = \frac{50}{20} = 2.50$$

El factor de forma I'_f obtenido por interpolación de la Tabla IV.2 es:

$$I'_f = 0.69$$

Sustituyendo este valor en la ecuación IV.3 y suponiendo $\nu = 0.5$,

$$\delta_e = \frac{(0.6)\ (2000)\ (1-0.5^2)}{E} \quad (0.69) = \frac{621.0}{E}$$

El asentamiento inmediato puede acotarse si se estima con los diferentes módulos:

$$\frac{621.0}{390} < \delta_e < \frac{621.0}{120}$$

igual a $1.59\ cm < \delta_e < 5.18\ cm$

Para aproximar el asentamiento inmediato en la superficie, se puede emplear un módulo de Young "equivalente" sopesado en función de los espesores relativos de los estratos:

$$E' = \frac{5\ (390) + 11\ (120)}{16} = 204\ kg/cm^2$$

Así, finalmente

$$\delta_e = \frac{621.0}{204} = 3.04\ cm$$

Ejemplo IV.2 El problema es igual al propuesto en el Ejemplo IV.1

Solución:

Supóngase que el asentamiento inmediato es debido primordialmente a la distorsión del suelo en el estrato de 11.0 m de espesor. Si este estrato se extendiera desde la superficie hasta el contacto con la pizarra, el factor de forma tiene el valor de I'_f = 0.69 y la deformación elástica sería de 5.18 cm. Para tomar en cuenta el espesor real del último estrato, calcúlese el asentamiento que ocurriría en un estrato de 5.0 m apoyado sobre una base rígida y substráigase al valor de 5.18 cm

$$\frac{H}{B} = \frac{5}{20} = 0.25 \qquad \frac{L}{B} = \frac{50}{20} = 2.5 \quad ; \text{ de donde } I'_f = 0.23$$

de donde

$$\delta_{e5} = \frac{(0.6)\ (2000)\ (1-0.5^{-2})}{120}\ (0.23) = 1.73 \text{ cm}$$

por lo que el asentamiento debido al estrato de 11.0 m de espesor puede aproximarse

$$\delta_{e11} = \delta_{e16} - \delta_{e5} = 5.18 - 1.73 = 3.46 \text{ cm}$$

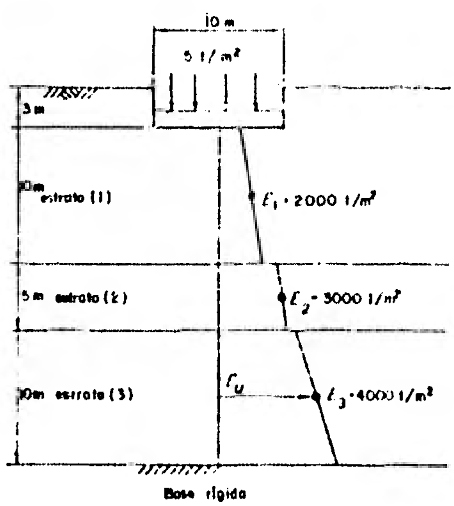


Fig. E IV, 2

Ejemplo IV.3   Considerese la Fig. E.IV.2 , de la cual

$\frac{D}{B} = 0.3$, $\frac{L}{B} = 4$ y de las cartas de influencia (Fig. IV.3), $\mu_0 = 0.96$

Compresión de la capa 1. $\frac{H}{B} = 1$; $\mu_1 = 0.55$

$$\delta_{e1} = \frac{0.5\ (1000)}{200}\ (0.96)\ (0.55) = 1.32 \text{ cm}$$

Compresión de la capa 2. Se supone que se extiende desde la superficie y descansa sobre una base rígida.

$$\frac{H}{B} = 1.5\ ,\quad \mu_1 = 0.67$$

$$\delta_{e2,1} = \frac{0.5\ (1000)}{300}\ (0.96)\ (0.67) = 1.07 \text{ cm}$$

Ahora se calcula la deformación para el caso supuesto de que la capa 1 tuviera $E_1 = E_2 = 300$ kg/cm^2, y desde luego, descansa sobre una base rígida.

$$\delta_{e2,2} = \frac{0.5\ (1000)}{300}\ (0.96)\ (0.55) = 0.88 \text{ cm}$$

La compresión de la capa 2 será

$$\delta_{e2} = \delta_{e2,1} - \delta_{e2,2} = 0.19 \text{ cm}$$

Compresión de la capa 3. Se supone que va desde la superficie y descansa sobre una base rígida.

$$\frac{H}{B} = 2.5, \quad \mu_1 = 0.88$$

$$\delta_{e3,1} = \frac{0.5\ (1000)}{400}\ (0.96)\ (0.88) = 1.06 \text{ cm}$$

Enseguida se calcula la compresión de una capa 3 (hipotética) que se extiende desde la superficie hasta la capa 2, descansa en una capa rígida y tiene $E = 400$ kg/cm^2.

$$\frac{H}{B} = 1.5\ , \quad \mu_1 = 0.67$$

$$\delta_{e3,2} = \frac{0.5\ (1000)}{400}\ (0.96)\ (0.67) = 0.80 \text{ cm}$$

Compresión de la capa 3

$$\delta_{e3} = \delta_{e3,1} - \delta_{e3,2} = 0.26 \text{ cm}$$

El asentamiento total es igual a la suma de la compresión de cada capa

$$\delta_e = \delta_{e1} + \delta_{e2} + \delta_{e3} = 1.32 + 0.19 + 0.26 = 1.77 \text{ cm}$$

Ejemplo IV.4 .-Supóngase un área de 30 x 30 m sujeta a una carga uniforme de 5 ton/m^2, $E = 50$ kg/cm^2 y $\nu = 0.3$. Se desea calcular el asentamiento del centro del área, en la superficie y a una profundidad de 15 m.

Por facilidad es conveniente usar la misma figura en las gráficas. Entonces, prepárese una figura de lado igual a dos veces L en la Gráfica 1, y cuéntese en cada una el número de cuadros, obteniendo:

$$n_o = 112;\ n' = 84;\ n_c = 50$$

En la superficie el asentamiento será, aplicando la fórmula IV.8

$$\delta_{eo} = 0.02 \times 0.91 \times 112 \times 0.5 \times \frac{1500}{50} = 30.6 \text{ cm}$$

Y a 15 m de profundidad, utilizando la expresión IV.9

$$\delta_e' = 0.01 \times 1.3\ (84 + 0.4 \times 50)0.5 \times \frac{1500}{50} = 20.3 \text{ cm}$$

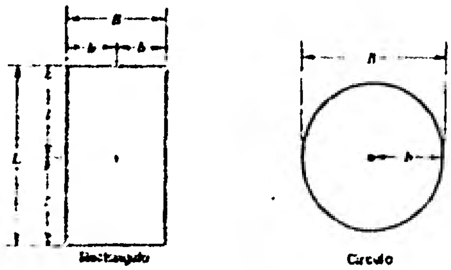


Fig. IV.1 Notación para áreas cargadas. (Ref. 19)

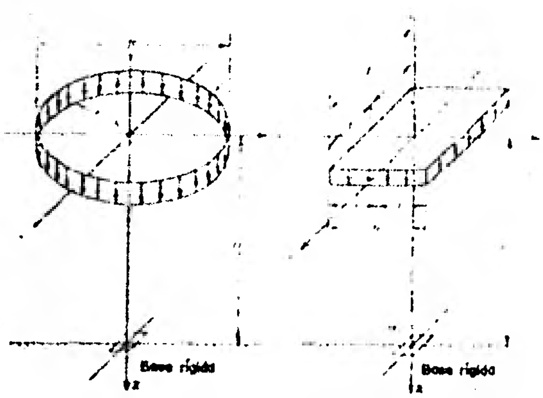


Fig. IV.2 Estrato compresible de espesor finito apoyado sobre una base rígida. (Ref. 19)

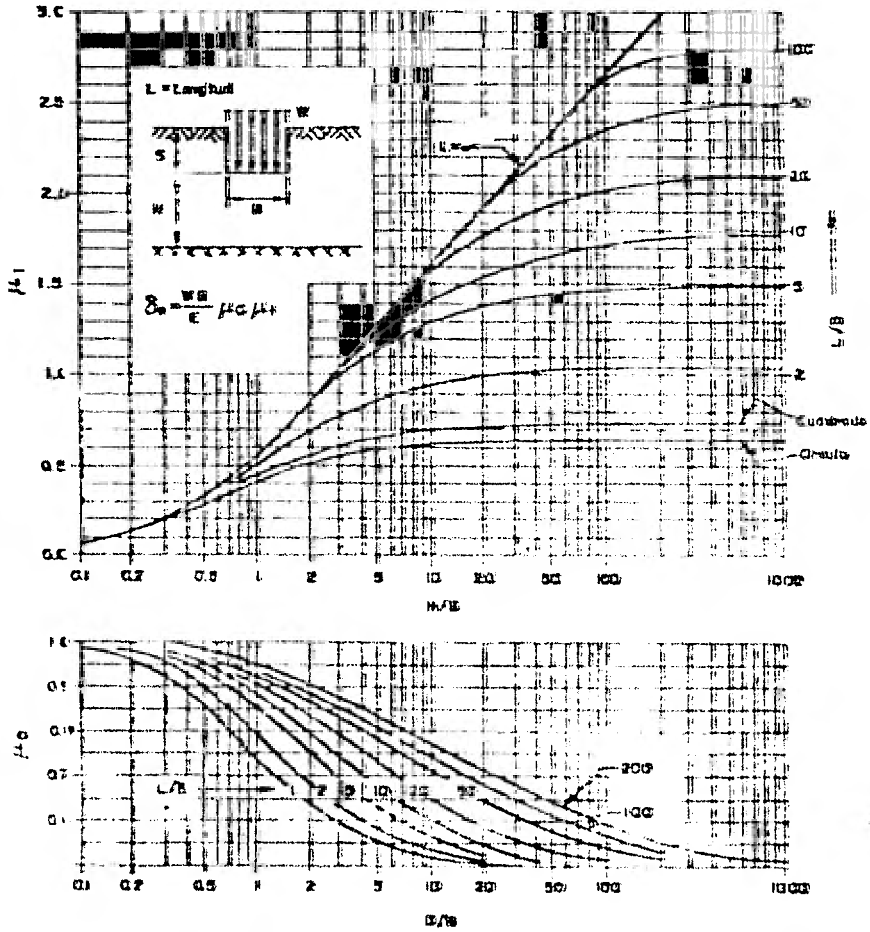
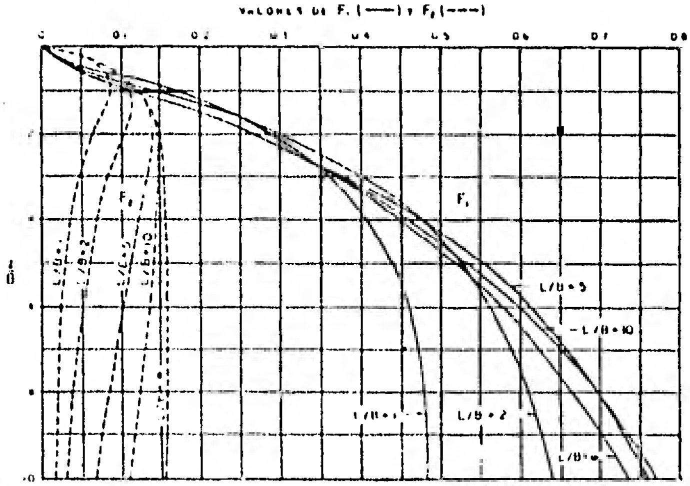
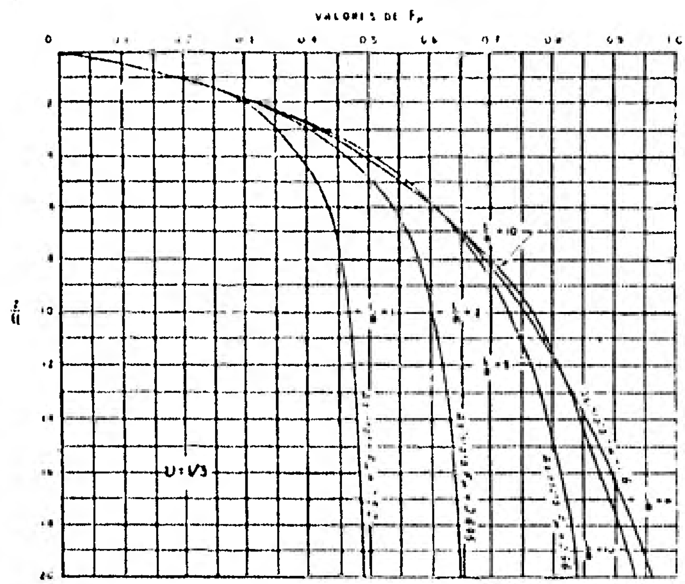


Fig. IV.3 Gráficas para determinar los factores μ_0 y μ_1 usados en el cálculo del asentamiento elástico promedio. Para $\nu = 0.5$ Janbu, Bjerrum y Kjaernsli, 1956) (Ref. 16)

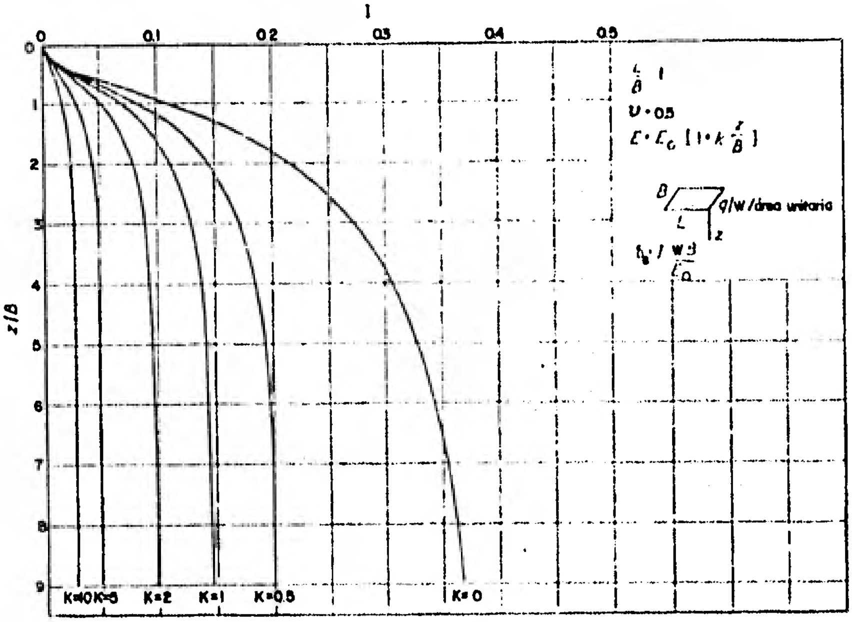


(a)

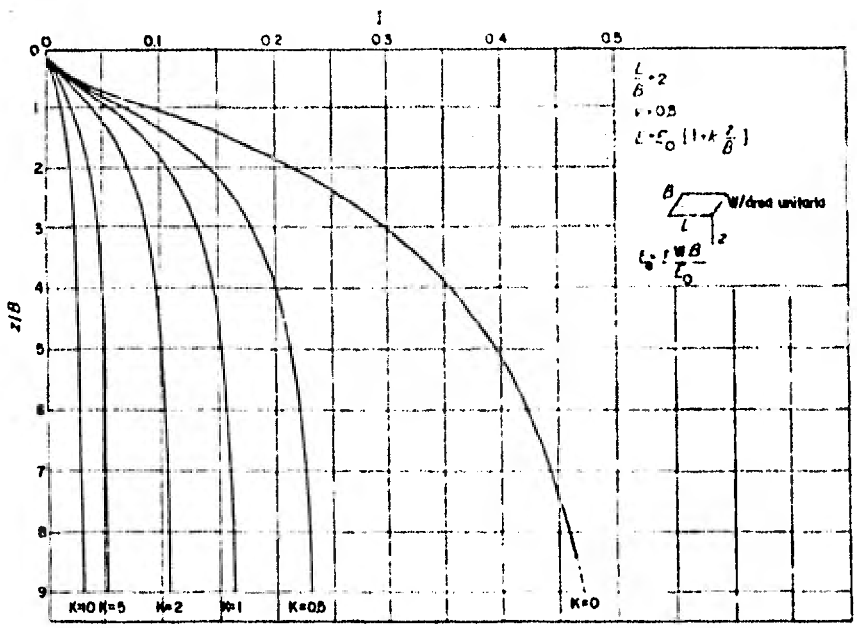


(b)

Fig. IV . 4 Gráficos para cálculo F_1 F_2 y F_μ ($\upsilon = 1/3$), en las Fórmulas de STEINBRENNER. (Ref. 9)

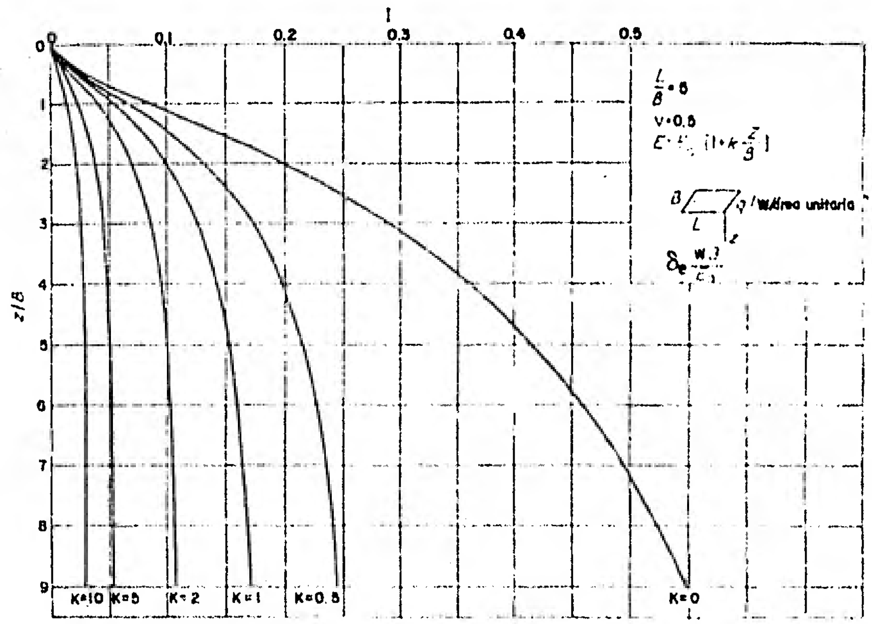

I
0
0.1
0.2
0.3
0.4
0.5
z/B
K=10
K=5
K=2
K=1
K=0.5
K=0

(a)


I
0
0.1
0.2
0.3
0.4
0.5
z/B
W/área unitaria
K=10
K=5
K=2
K=1
K=0.5
K=0

(b)

Fig. IV 5



(c)

Fig. IV . 5 Gráficos para determinar el factor de influencia I para el cálculo del asentamiento en la esquina de una área rectangular cargada. (Butler, 1975). (Ref. 16)

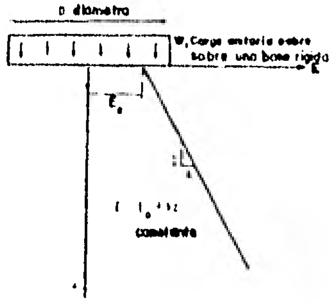


Fig IV. 6 Semiespacio elástico no homogéneo (Ref 4)

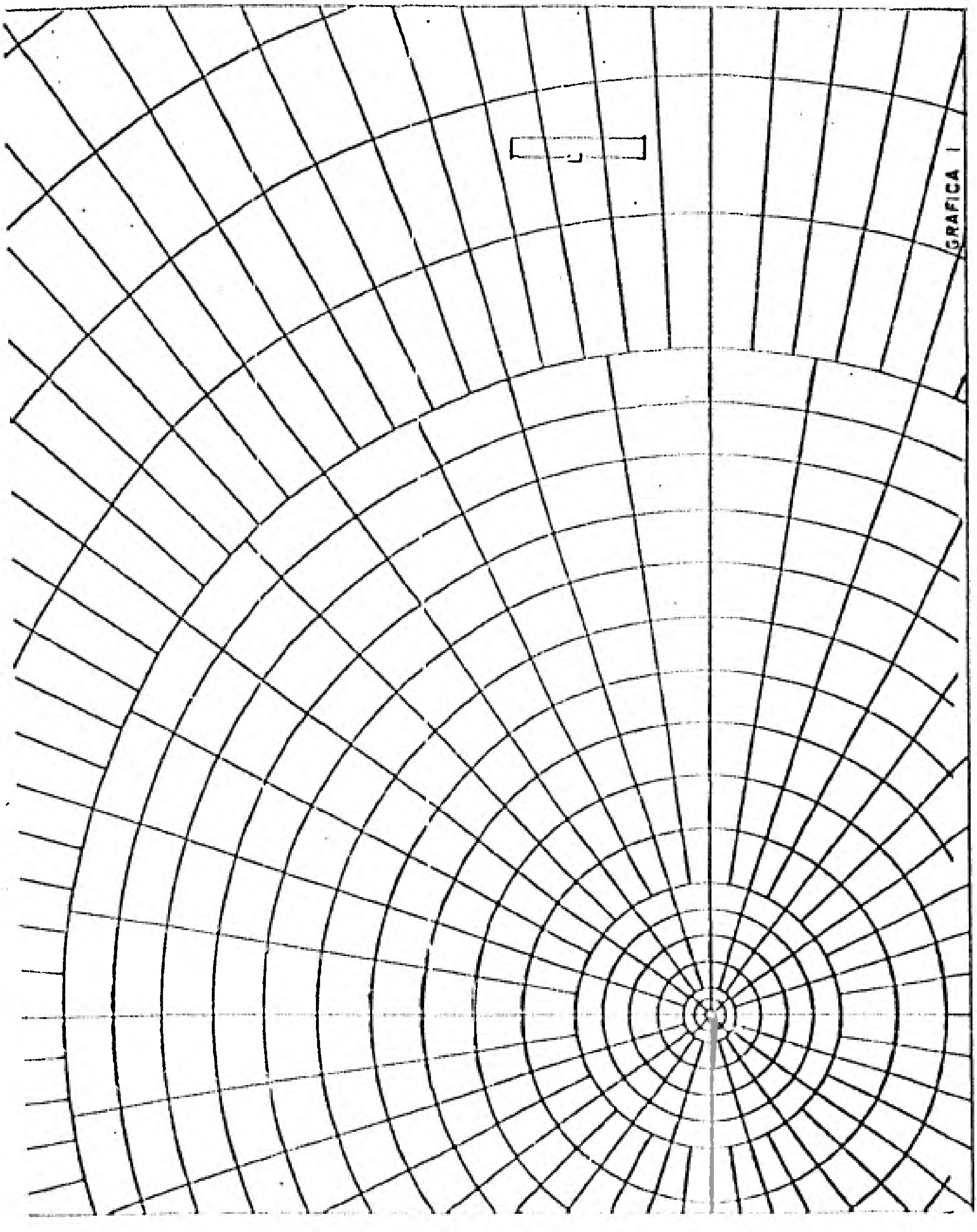


Fig IX.7 a

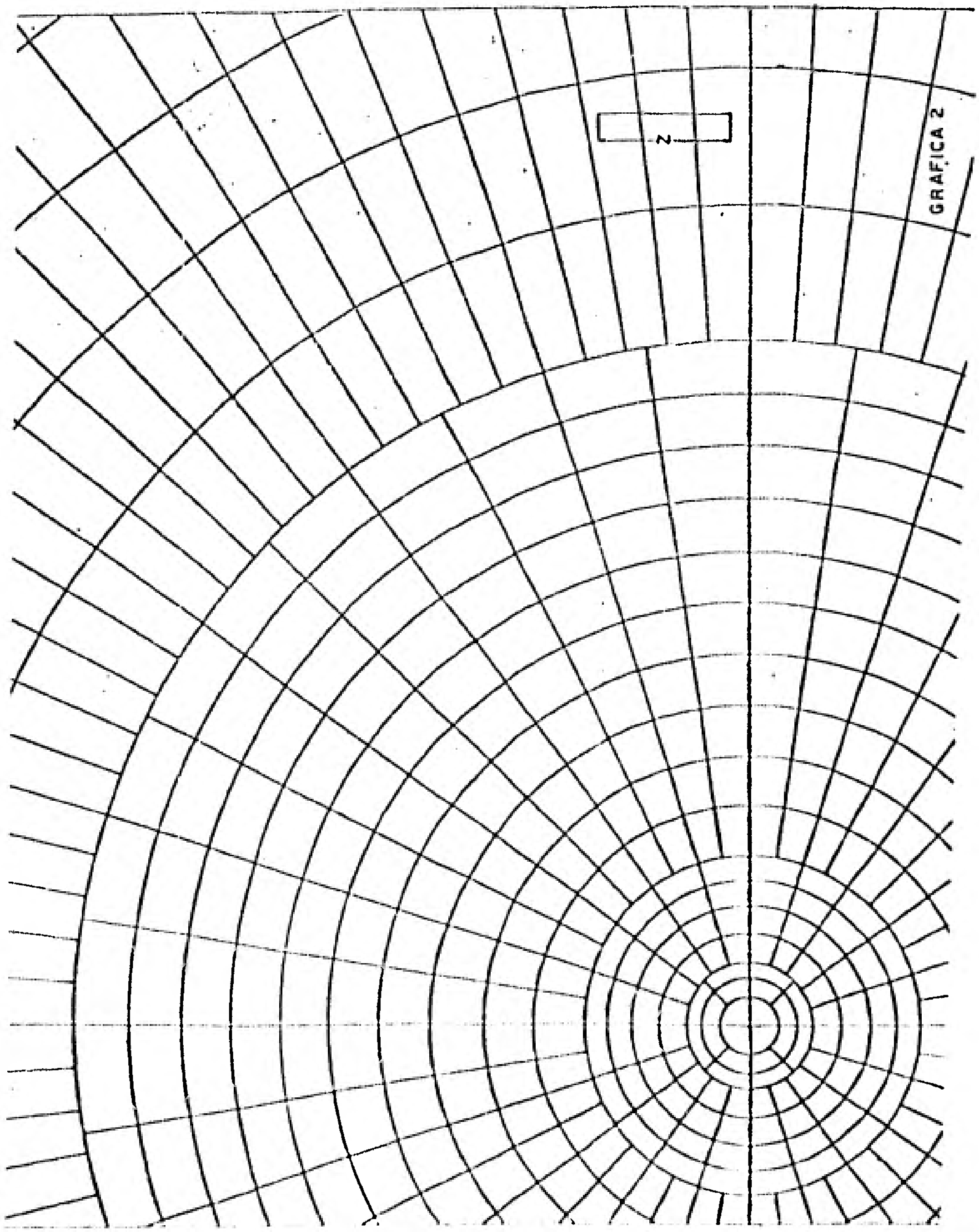


Fig IV 7 b

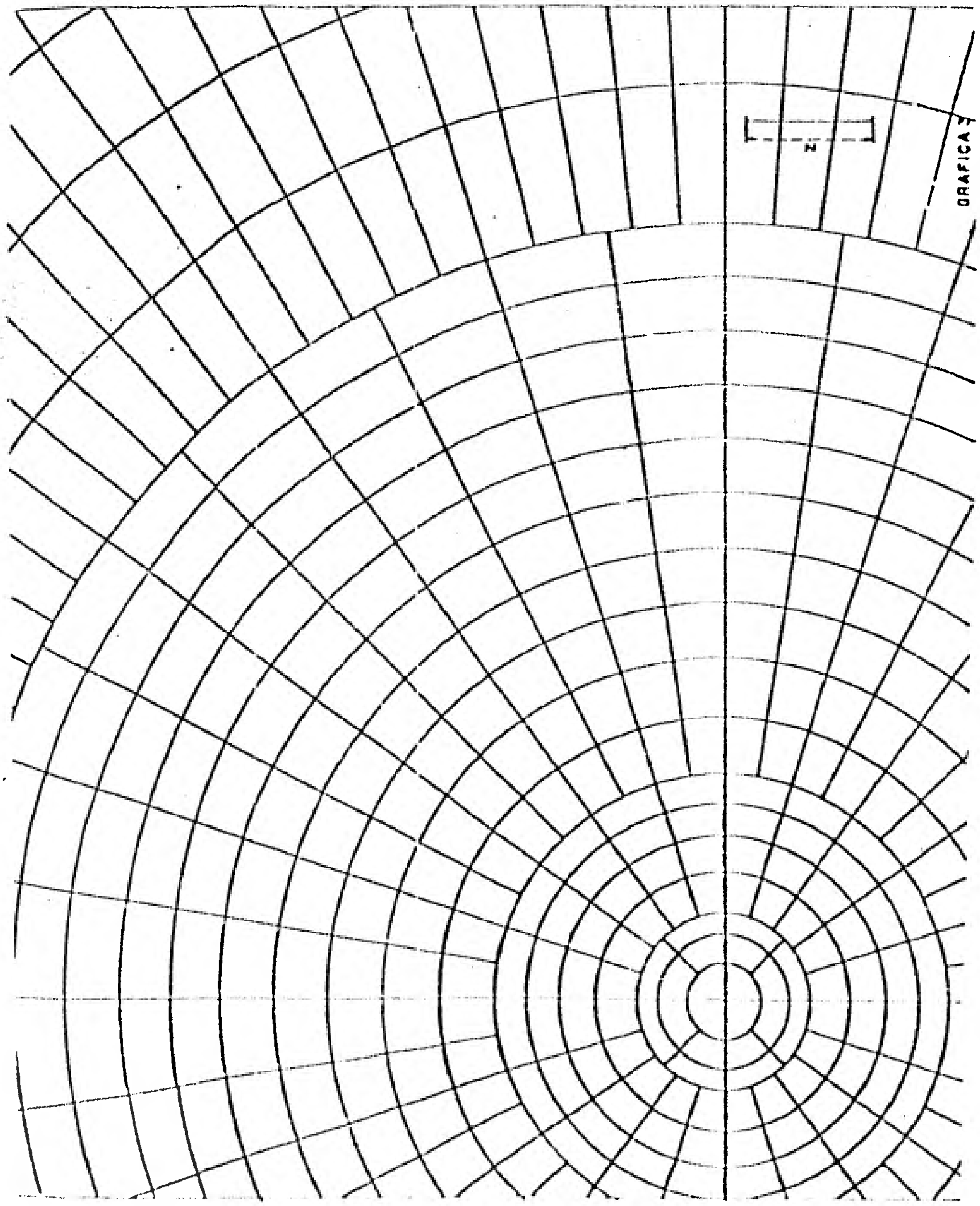


Fig IV. 7 C

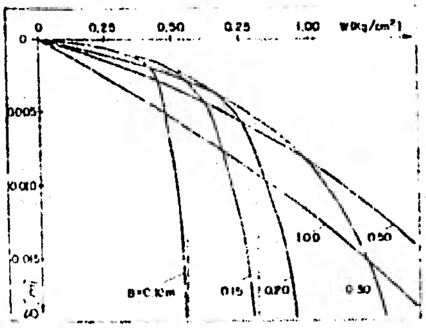


Fig. IV. 8 Curva carga-asentamiento de un cimiento rígido (Bobe, 1977) (Ref. 1)

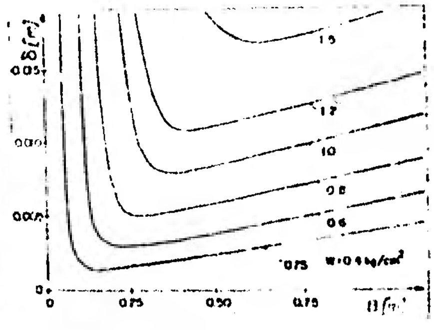


Fig. IV. 9 Asentamiento de un cimiento rígido, función del ancho B y de la presión transmitida w (Bobe, 1977). (Ref. 1)

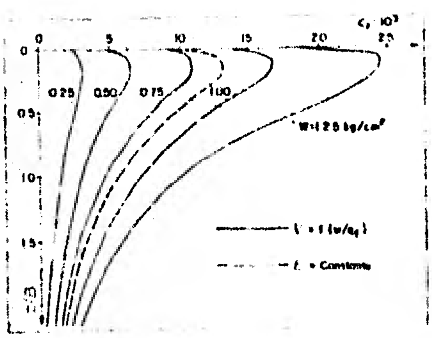


Fig. IV. 10 Deformación vertical ϵ_z VS presión transmitida por el cimiento, W (Bobe, 1977) (Ref. 1)

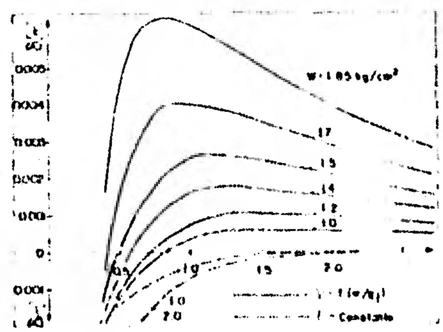


Fig. IV. 11 Deformación vertical del suelo en el eje transversal de una cimentación rígida (Bobe, 1977) (Ref. 1)

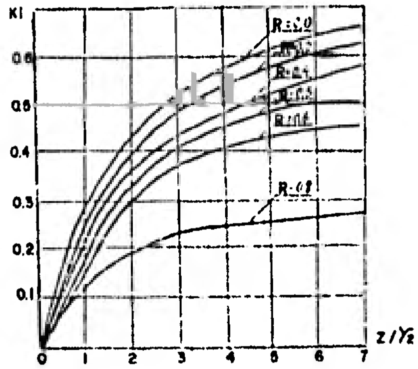


Fig. IV. 12 (Ref. 6)

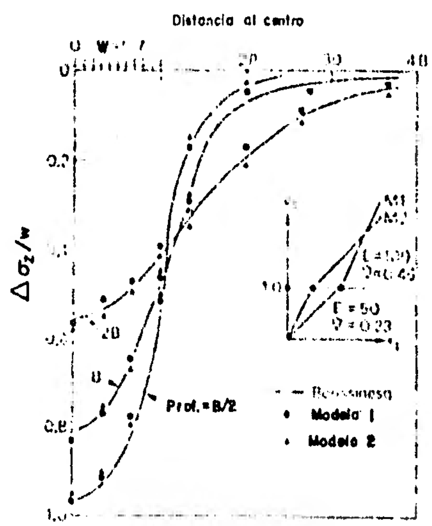


Fig. IV. 13 Distribución vertical de esfuerzos para tres relaciones esfuerzo-deformación. (Ref. 3)

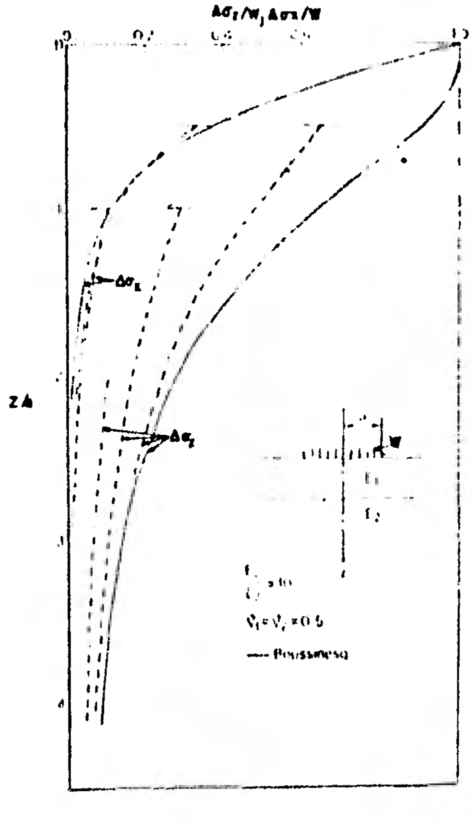


Fig IV.14 Influencia de un estrato superior rígido. (Ref 3)

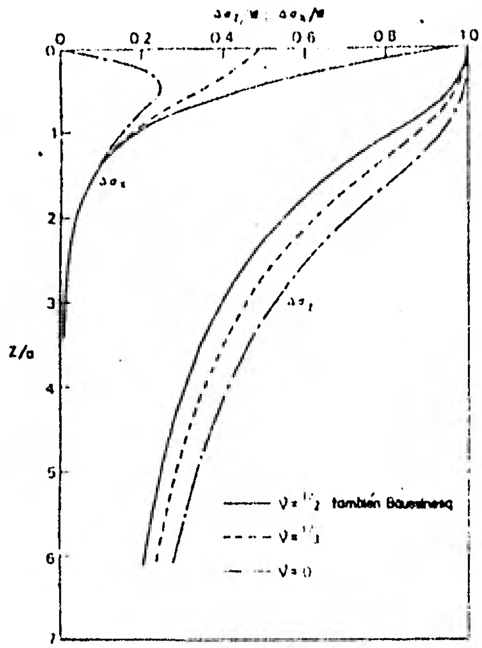


Fig. IV . 15 Distribución de esfuerzos en un espacio no homogéneo.(Ref. 3)

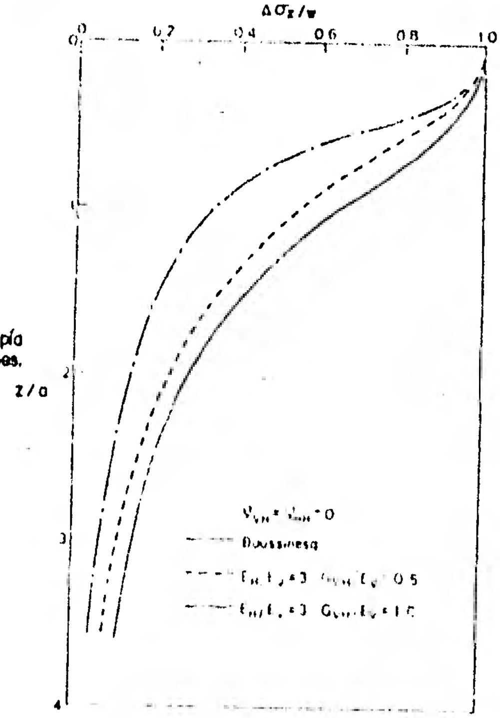


Fig. IV . 16 Influencia de la anisotropía en los esfuerzos verticales. (Ref. 3)

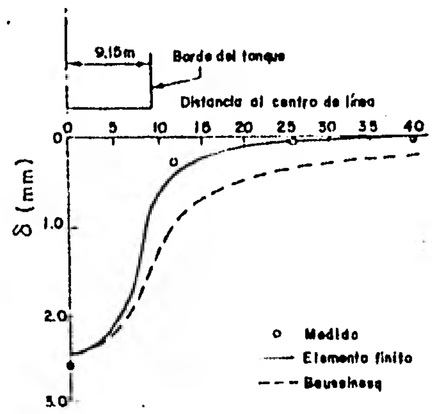


Fig. IV. 17 Efecto de la heterogeneidad en la deformación superficial. (Ref. 16)

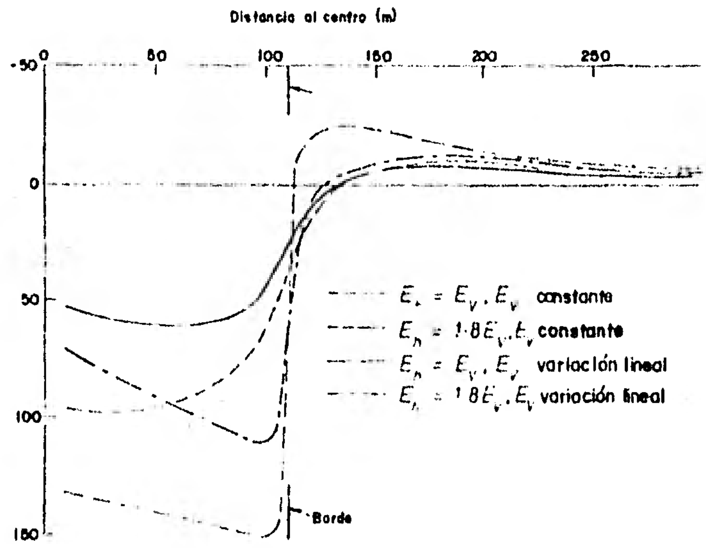


Fig. IV.18 Asentamiento vertical en un medio elástico con propiedades anisotrópicas y heterogéneas especificadas. (Ref. 16)

V. METODOS TEORICOS BASADOS EN PRUEBAS DE LABORATORIO

En forma por demás repetitiva se ha mencionado que el suelo en forma general no se comporta como un material elástico, homogéneo e isótropo. Y como se vió en el capítulo anterior, la no elasticidad del suelo tiene influencia en la distribución de los incrementos de presiones producidas por las cargas y en las deformaciones resultantes de dichos incrementos de presión. Actualmente existen ya algunos métodos teóricos que toman en cuenta ambas dificultades, aunque su uso es aún un poco limitado. Una serie de investigadores propone, sin embargo, la evaluación de los asentamientos utilizando la distribución de presiones deducidas de la teoría elástica, pero midiendo las deformaciones directamente en muestras de suelo ensayadas en pruebas de laboratorio. Estas pruebas se realizan en la cámara triaxial y en el edómetro.

V.1. Trayectoria de Esfuerzos

Para predecir la deformación del suelo bajo una cimentación sería muy recomendable ensayarlo con las condiciones de esfuerzos a que será sometido en campo. En laboratorio la prueba que permitiría tener una gran versatilidad en las combinaciones de esfuerzos necesarias, es la prueba de compresión triaxial. Así, para diferentes niveles de esfuerzos se pueden determinar los parámetros elásticos E y ν. Por las perturbaciones ocasionadas al suelo cuando se le muestrea, es aconsejable que en primera instancia se le someta al sistema de esfuerzos iniciales, verticales y horizontales, existentes en el terreno natural, antes de someterle a los cambios de esfuerzos provocados por la carga aplicada. Los conceptos arriba mencionados establecen los principios del método denominado "trayectoria de esfuerzos". El término "trayectoria de esfuerzos" define esencialmente una línea que une una serie de puntos con coordenadas p-q, en donde:

$$p = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \qquad (V.1)$$

y

$$q = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \qquad (V.2)$$

los valores de σ_1 y σ_3 se obtienen de la prueba triaxial.

Cada punto, al igual que un círculo de Mohr, representa un estado de esfuerzos, por lo que una trayectoria, o sea la línea que une dichos puntos, proporcionará una representación sucesiva de estados de esfuerzos, Fig. V.1. Algunos ejemplos de trayectoria de esfuerzos se ilustran en la Fig. V.2. Estas trayectorias no tienen, necesariamente, por que ser rectas. Por ejemplo, se puede obligar a que los esfuerzos se apliquen de forma que $\Delta \sigma_v = 1/4 \, (\Delta \sigma_h)^2$. Dos estados de carga diferentes pueden seguir la misma curva en el plano p-q , pero uno de ellos puede corresponder a esfuerzos crecientes y el otro a esfuerzos decrecientes. Para evitar cualquier ambigüedad, las trayectorias de esfuerzos deben llevar una punta de flecha para indicar el sentido de la carga.

-Método de la trayectoria de esfuerzos

El método consta de los siguientes cuatro pasos para el cálculo de asentamientos:

1. Establecimiento de las condiciones del terreno y elección de uno o más puntos bajo la estructura propuesta.

2. Cálculo de los esfuerzos iniciales para cada punto asi como estimación de la trayectoria de esfuerzos para la carga aplicada por la estructura.

3. Realización de pruebas de laboratorio siguiendo las trayectorias de esfuerzos estimadas.

4. Utilización de las deformaciones medidas en dichas pruebas para estimar el asentamiento de la estructura proyectada.

El Ejemplo V.1 muestra claramente la aplicación de este método.

-Método de la trayectoria de esfuerzos aplicado a un punto promedio.

Una forma sencilla y generalmente correcta de emplear el método de la trayectoria de esfuerzos es utilizar un "punto promedio" junto con el concepto de bulbo de presiones. Por lo que si para el Ejemplo V.1 suponemos un bulbo de 3R de profundidad con el punto promedio ubicado a 3R/2 se observa que el punto D representaría las condiciones de dicho punto. Las deformaciones verticales en la prueba fueron de 0.14 % para la primera carga y de 0.027 % para la segunda. Multiplicando estas deformaciones por 3R = 70 m se obtienen asentamientos de 10 y 2 cm respectivamente.

-Método de la trayectoria de esfuerzos en la determinación de módulos.

Otra aplicación de este método consiste en determinar un valor de E a partir de la prueba realizada con la trayectoria de esfuerzos del punto promedio, para posteriormente calcular el asentamiento con alguna de las ecuaciones proporcionadas al principio del capítulo anterior. Para el punto D, del mismo ejemplo, el valor de E se puede obtener dividiendo el incremento de esfuerzo axial entre el incremento de deformación axial. Se obtiene así $E = 1000 \ kg/cm^2$ para la primera carga y $E = 3{,}750 \ kg/cm^2$ para la segunda. Si se utiliza la ecuación IV.3 para determinar el asentamiento se obtienen valores de 10 y 2.6 cm respectivamente.

A manera de comparar las deformaciones obtenidas por la teoría elástica con las deducidas del método de trayectoria de esfuerzos, se presenta la Fig. V.3. El método de la trayectoria de esfuerzos indica mayores deformaciones en la proximidad de la superficie del terreno, pero menores al aumentar la profundidad. Esto se debe a que el método toma en cuenta el aumento de rigidez del suelo con la profundidad.

Una dificultad importante que se presenta al calcular los asentamientos con este método, es la que se origina al muestrear los suelos y obtener elementos representativos del mismo. En general el proceso de muestreo tiende a hacer decrecer la rigidez de la muestra respecto a las condiciones "in situ". Por lo que, como ya se dijo anteriormente, la experiencia recomienda que deben utilizarse los datos esfuerzo-deformación del segundo al quinto ciclo de carga para estimar los asentamientos de estructuras cimentadas en arena.

V.2 Consolidación Unidimensional.

Se ha afirmado que el uso del edómetro en muestras granulares proporciona aproximaciones muy burdas del asentamiento. La principal objeción a este procedimiento se basa en las dificultades que existen para representar la relación entre el esfuerzo vertical y el horizontal que se da en el campo. Sin embargo, un número de autores ha reportado el uso de esta prueba en muestras recompactadas a la densidad de campo. El asentamiento calculado con el edómetro en 10 almacenes cimentados en limo arenoso fué de 1.64 veces el asentamiento observado. El asentamiento promedio estimado basado en datos de expecímenes cargados cíclicamente, para un cierto número de cimentaciones, fué de 1.1 veces el asentamiento observado. Este último dato pone de manifiesto nuevamente la influencia de los ciclos de carga en la magnitud del asentamiento calculado, por lo que para arenas preconsolidadas el asentamiento podría ser obtenido sometiendo a la muestra a ciclos de carga en el edómetro. No obstante, por lo ya dicho en el final del capítulo anterior, el desplazamiento vertical se ve influenciado por el que ocurre horizontalmente y este efecto no se desarrolla en este tipo de prueba, ya que la deformación vertical se lleva a cabo sin ningun desplazamiento horizontal, por lo que, en general, los resultados obtenidos del edómetro no conduzcan a estimaciones confiables del asentamiento.

Ejemplo V.1 En la Fig. E V.1 se representan las condiciones de carga y del terreno en análisis, con estos datos se elaboró la Tabla E V.1 que permitió dibujar la trayectoria de esfuerzos que se ilustra en la misma figura. La Fig E V.2 presenta los resultados esfuerzo-deformación de pruebas triaxiales siguiendo las trayectorias de esfuerzos de los puntos A, B, D y G. Las deformaciones verticales y horizontales medidas en estas pruebas se han representado en la Fig. E V.3. Si se hace la integración de esas deformaciones hasta una profundidad de 100 m se obtiene un asentamiento en el eje de aproximadamente 11.4 cm para la carga inicial y de 1.9 cm para el segundo ciclo de carga.

Tabla E V.1

	Inicial				Incrementos		Final			
Punto	σ_v	σ_h	p	q	$\Delta\sigma_v$	$\Delta\sigma_h$	σ_v	σ_h	p	[illegible]
A	15.4	6.1	10.7	4.6	26.0	13.8	41.4	19.9	30.6	10.7
B	31.0	12.4	21.7	9.3	22.5	6.4	53.5	18.8	36.1	17.3
C	46.5	18.6	32.5	13.9	17.6	2.9	64.1	21.5	42.8	21.3
D	62.0	24.8	43.4	18.6	13.4	1.3	75.4	26.1	50.7	24.6
E	93.0	37.2	65.1	27.9	7.9	0.3	100.9	37.5	69.2	31.7
F	124.0	49.6	86.8	37.2	5.0	0.1	129.0	49.7	89.3	39.6
G	154.5	61.8	108.2	46.3	3.4	0	157.9	61.8	109.8	48.5
H	185.5	74.2	129.8	55.6	2.4	0	187.9	74.2	131.1	56.8

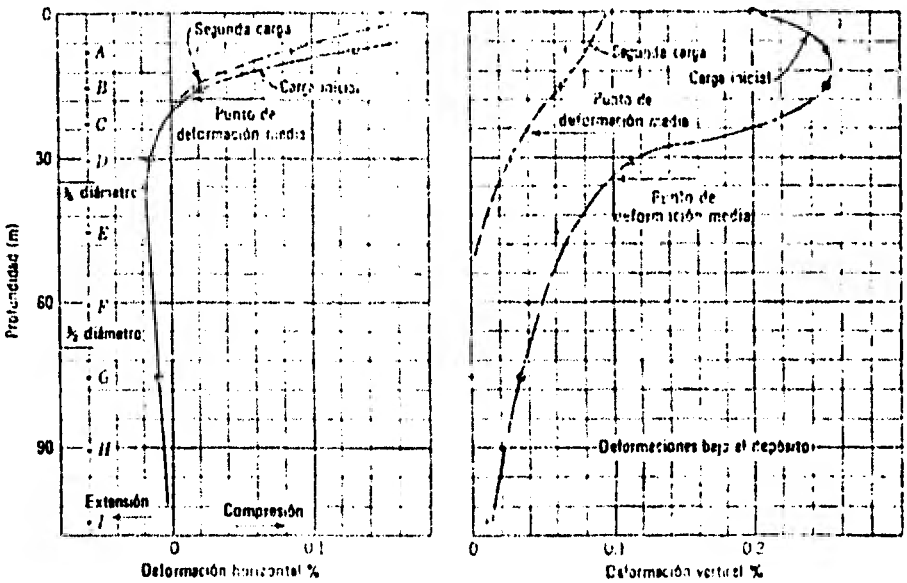


Fig. E V. 3

El asentamiento bajo el centro del depósito, obtenido por integración mecánica del diagrama deformación-profundidad es:

Carga inicial: $\delta_{eje} = 11.4$ cm

Segunda carga: $\delta_{eje} = 1.9$ cm

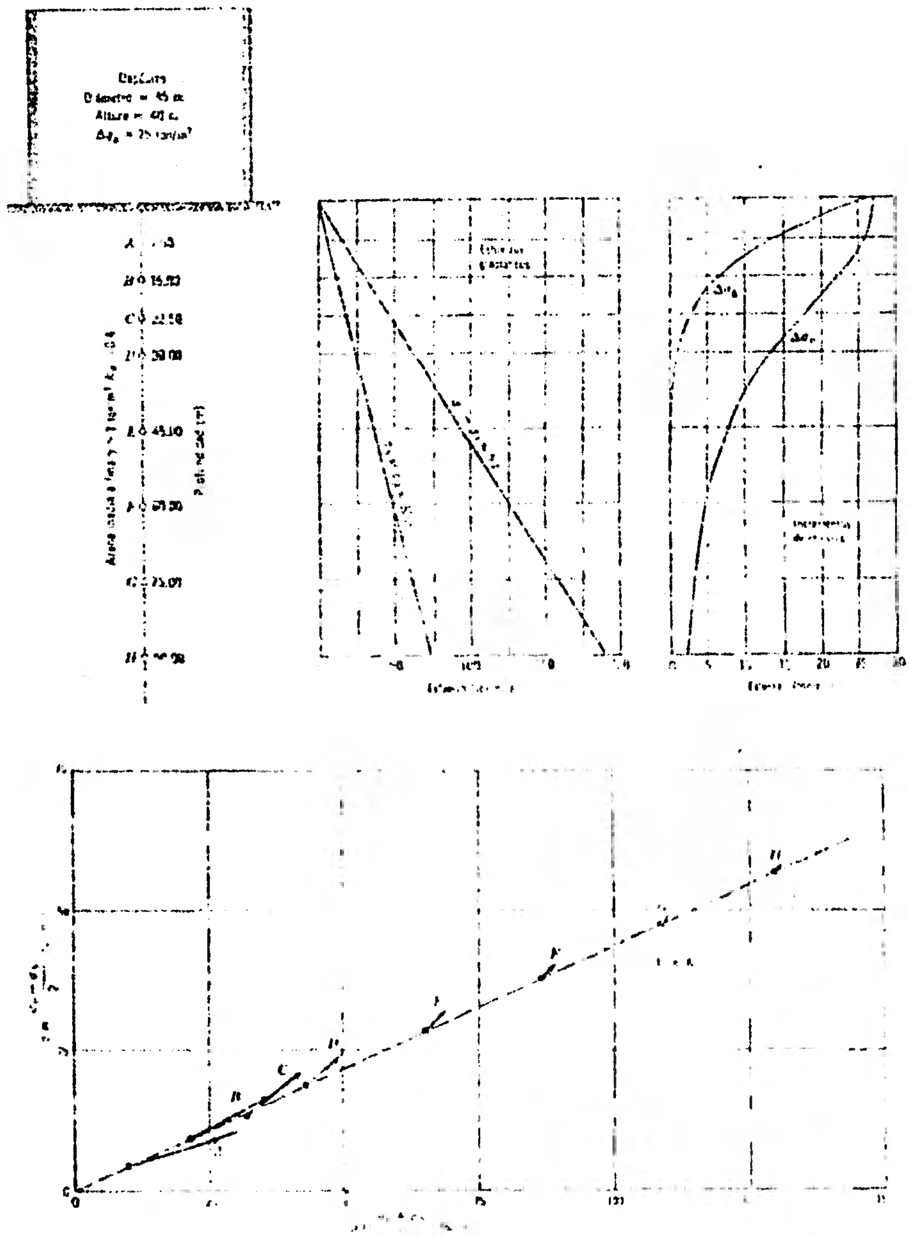


Fig. IV.1

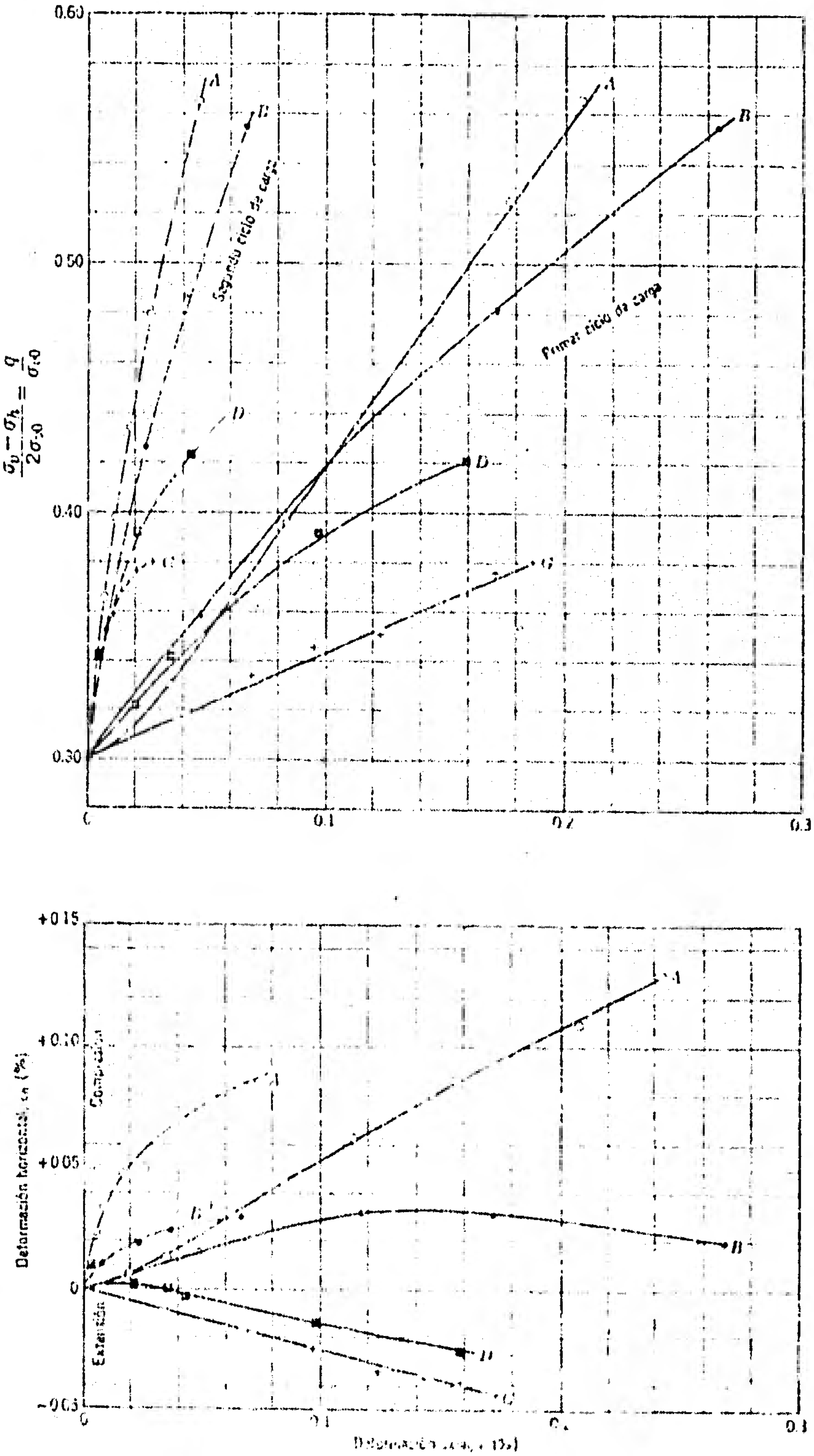


Fig. EV. 2 Datos esfuerzo deformación para carga [illegible] hasta la falla.

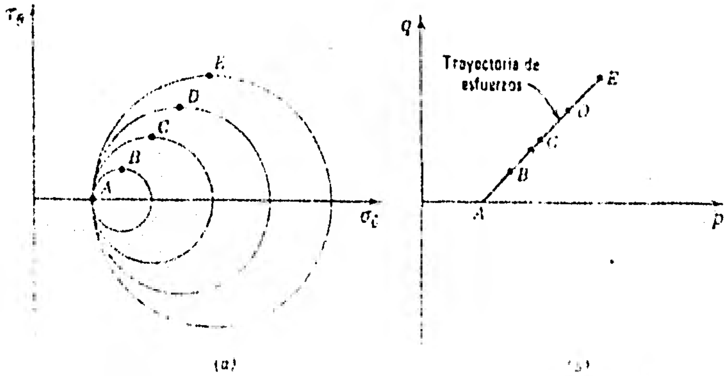


Fig. V.1 Representación de [illegible] estados de [illegible] al aumentar [illegible] niendo constante σ_3. [illegible] A, B, etc., representan idénticos [illegible] diagramas. a) [illegible] de Mohr. b) Diagrama p-q. (Ref. 10)

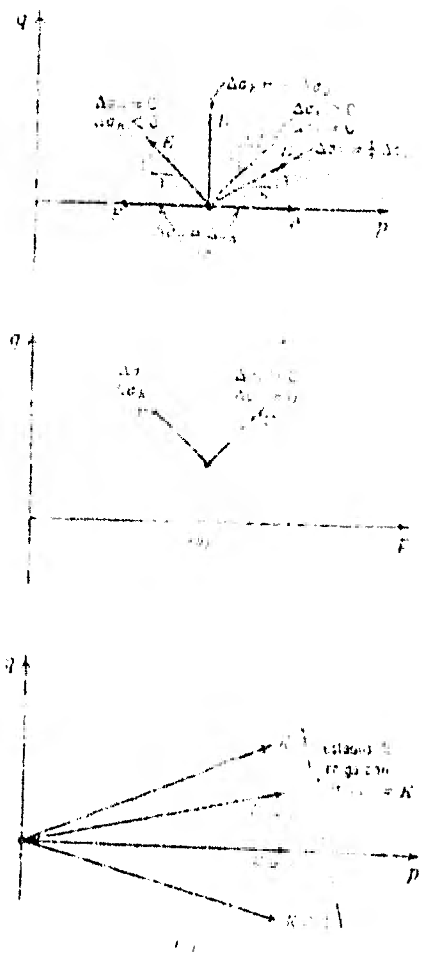


Fig. V.2 Ejemplos de trayectorias de esfuerzos a) Inicialmente $\sigma_v = \sigma_h$ b) Inicialmente $\sigma_v > \sigma_h > 0$ c) Inicialmente $\sigma_v = \sigma_h = 0$ (Ref. 10)

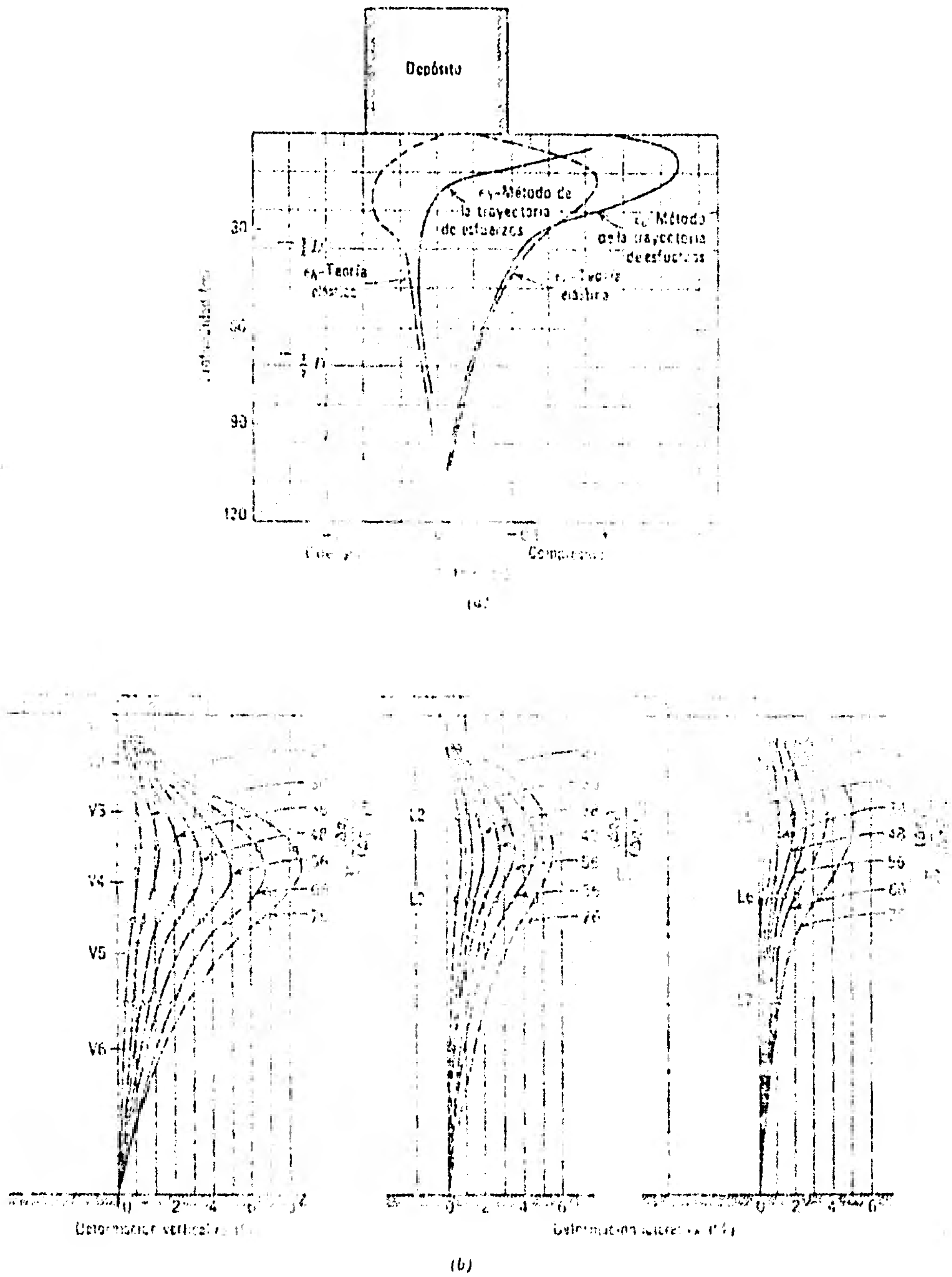


Fig. V.3 Deformaciones del terreno de cimentación (b) Según Eggestad, 1963; (Ref. 10)

VI. METODOS EMPIRICOS

Debido a las dificultades que presentan los métodos estrictamente teóricos, en donde las propiedades esfuerzo-deformación del suelo no pueden ser establecidos con gran confiabilidad ya que desde la etapa de muestreo se originan perturbaciones importantes del material. El conocimiento de los métodos empíricos permite tener otra herramienta con la que el ingeniero, junto con un criterio sano, puede estimar el asentamiento de estructuras cimentadas en arenas. Así, estos métodos basados en pruebas "in situ" toman en cuenta las características de densidad relativa y de compresibilidad del suelo en estudio. Los dos tipos de prueba principalmente usados en campo son las pruebas de carga a pequeña escala y las pruebas de penetración en donde la resistencia del suelo a la penetración es medida bajo condiciones dinámicas o estáticas. La elección del tipo de prueba dependerá del método de cálculo para determinar el asentamiento y de su origen. La prueba más común de penetración dinámica es la Prueba de Penetración Estándar (SPT). Tuvo su origen en Estados Unidos y es ampliamente utilizada para el cálculo de asentamientos en Norte y Sudamérica y en el Reino Unido. La prueba de penetración estática destinada al cálculo de asentamientos se basa en los resultados de la Prueba de Resistencia con Cono Holandés (CPT), prueba que fue desarrollada en los Paises Bajos, tiene una amplia difusión en Europa y en años recientes se ha incrementado su uso en algunos paises de América. Los resultados de las pruebas de carga y su correlación con los resultados de la prueba SPT permitieron el desarrollo de métodos de cálculo basados en valores proporcionados por esta prueba.

VI.1 Prueba de carga

A primera vista la prueba de carga efectuada sobre una placa que se apoya en el suelo debería proporcionar las mejores perspectivas para definir la presión que se puede aplicar a un suelo. De hecho las pruebas de carga se han realizado por cientos de años y no ha sido sino hasta hace relativamente poco tiempo que se han apreciado sus limitaciones. Para que los resultados de la prueba de carga puedan aplicarse directamente a la cimentación prototipo las condiciones del subsuelo en las zonas de influencia bajo la placa y la cimentación real deben ser muy similares. En caso contrario la prueba de carga puede proporcionar resultados que induscan al error. La Fig. VI.1 muestra el caso de un terreno en donde los asentamientos de la placa se deben principalmente a las deformaciones producidas en el estrato A, mientras que bajo la zapata real los asentamientos se deberán principalmente a las deformaciones en el Estrato B. Si los estratos A y B tienen diferentes propiedades esfuerzo-deformación el asentamiento deducido de la prueba de carga puede ser muy diferente del que se produzca bajo la zapata real. Asi se vé como los resultados de la prueba de placa pueden ser substancialmente afectados por variaciones menores en la densidad del suelo cerca de la base de la placa, variaciones que tendrán mucho menor significancia con el prototipo. Si, como es usual, las condiciones del subsuelo varían con la profundidad, las pruebas de carga deberían efectuarse a varias profundidades dentro de la zona de influencia de la zapata. La ejecución de un tren de pruebas de este tipo pueden representar gastos importantes, aparte de las dificultades propias de la ejecución.

Para obtener el asentamiento de una cimentación utilizando los resultados de una prueba de carga es necesario realizar una extrapolación.

- Terzaghi y Peck (1948) han propuesto la siguiente relación entre el asentamiento δ_B de la zapata de ancho B y el asentamiento observado, δ_1 , de una placa cuadrada cargada a la misma intensidad de carga.

$$\frac{\delta_B}{\delta_1} = \left(\frac{2B}{B+0.30}\right)^2 \quad (m) \qquad \text{(VI.1)}$$

La expresión anterior nació de considerar que el asentamiento de zapatas cuadradas, que ejercen igual presión unitaria sobre una arena homogénea, aumenta con el ancho de la zapata en la forma que lo indica la Fig. VI.2. Por otra parte, los resultados de experimentos y observaciones confirman esta conclusion teórica, e indican que el asentamiento aumenta con el ancho B de la zapata, siguiendo aproximadante la ley representada por la curva "a" de la

Fig. VI.3, y precisamente la relación entre δ_B y δ_1 parala curva "a" viene expresada por la ecuación VI.1. Por lo tanto, para poder hacer una interpretación racional de los datos de una prueba de carga utilizando la correlación anterior, es necesario que el ingeniero conozca los requisitos fundamentales que deben cumplirse para la ejecución de dicha prueba.

Todo ensayo de carga debe ejecutarse sobre una placa de 30 x 30 cm, situada en el fondo de una excavación de por lo menos 1.50 m de lado. El plano de apoyo de la placa debe estar al nivel de la cota de desplante de las zapatas y la carga sobre la misma debe aplicarse y aumentarse hasta alcanzar por lo menos 1.5 veces la presión admisible estimada. El aparato destinado para medir los asentamientos debe permitir lecturas directas de por lo menos 0.05 mm.

Una versión más reciente de la prueba de placa es la que se realiza con la llamada "placa tornillo" Fig. VI.4 (screw plate), que puede introducirse en el terreno por rotación, llevar a cabo la prueba de placa, y por rotación bajar posteriormente.a una profundidad mayor para otra prueba.De esta manera,no se requiere excavar y las pruebas pueden realizarse abajo del nivel de agua.

Ahora bien, la correlación expresada anteriormente implica que el asentamiento de una zapata, cualquiera que sea su ancho, nunca excederá de cuatro veces el asentamiento de una placa de 30 x 30 cm cargada a la misma intensidad. La validez de esta correlación fué investigada por Bjerrum y Eggestad(1963). El resultado de sus ensayes indicaron que puede haber una apreciable dispersión en la correlación asentamiento-ancho del área cargada, y lo que es más importante, la relación de asentamientos puede ser mucho mayor de cuatro. Ellos sugieren que la correlación depende también de la densidad del suelo, y proponen las curvas mostradas en la Fig.VI.5.

D'Appolonia et al (1968) llevó a cabo pruebas de carga en arenas finas de duna compactadas a relativamente altas densidades. Los resultados también se muestran en la Fig. VI.5, e indican una relación de asentamientos mayores de 10 para arenas densas, resultados que se contraponen con los expuestos por Bjerrum y Eggestad.

Por lo tanto, los resultados de pruebas de carga en placas requieren de una interpretación muy cuidadosa. Al parecer, en el momento actual no existe un método confiable que permita extrapolar el asentamiento de una placa de dimensiones estandarizadas a aquél que se producirá en una zapata prototipo.

VI.2 Pruebas de Penetración

Los métodos de estimación de asentamientos que se exponen en este subcapítulo se basan en la Prueba de Penetración Estándar (SPT) y en la Prueba de Penetración con Cono Holandés (CPT). La interpretación de los resultados de pruebas de penetración presenta una serie de dificultades inherentes. Entre ellas una de gran importancia, y que se debe tener en mente, es que estas pruebas no reflejan fielmente una correlación entre la resistencia a la penetración y la compresibilidad. Además, puede suceder que los resultados proporcionados sean erráticos. Por lo que, en los casos en que se requiera, se les debe dar un tratamiento estadístico a los valores obtenidos.

2.1 Prueba de Penetración Estándar (SPT)

La prueba de penetración estándar (SPT) fue desarrollada en Estados Unidos en los años '20 presumiblemente con el fin de evaluar la compactación de los suelos. La prueba consiste en hincar en el suelo el penetrómetro que aparece en la Fig. VI.6, dejando caer una masa de 63.6 kg (140 lb) desde una altura de 76.2 cm (30 pulg). El penetrómetro primero se hinca 15.2 cm (6 pulg) en el suelo penetrando la zona perturbada del material, para posteriormente penetrar 30.5 cm (12 pulg) en el mismo contabilizando el número de golpes necesarios, (N), para tal efecto. Si el suelo está compuesto por arenas muy finas o arenas limosas bajo el nivel de aguas freáticas, el valor de N se corrige para tomar en cuenta el exceso de presión de poro provocado durante el hincado. Si el valor N es mayor de 15, se tiene:

$$N_{corregido} = 15 + 0.5\ (N-15) \qquad (VI.2)$$

Con el valor de N se puede clasificar un depósito granular en cuanto a su densidad relativa con bastante confiabilidad, Tabla IV.1, y además se puede obtener una correlación aproximada entre este valor y el ángulo de fricción interna, Ø, como lo proponen Peck, Hanson y Thornburn (1974), Fig. VI.7

Tabla VI.1 Correlación entre la resistencia a la Penetración y la Compacidad Relativa
(Ref. 18)

Número de Golpes (N)	Compacidad Relativa
0 - 4	Muy suelta
4 - 10	Suelta
10 - 30	Media
30 - 50	Compacta
Más de 50	Muy Compacta

Terzaghi y Peck (1948) fueron los primeros en proponer una correlación entre el número de golpes (N) y la presión permisible aplicable sobre arenas. Sin embargo observaciones subsecuentes en estructuras reales indicaron que esta correlación proporciona valores por demás conservadores. En años recientes varias modificaciones y refinamientos han sido propuestos al método original de Terzaghi y Peck con el fin de obtener una mejor concordancia entre el asentamiento observado y el estimado en suelos granulares.

- Terzaghi y Peck (1948 y 1967). La correlación propuesta por estos investigadores en donde se hace intervenir el número de golpes (N), el ancho (B) de la zapata y la presión permisible (p), se muestra en la Fig. VI.8. La presión admisible obtenida de esta figura corresponde a un asentamiento δ_1, de 2.5 cm (1 pulg) que se espera ocurra en la zapata más grande en la parte más suelta del depósito granular. Si el nivel de agua se encuentra al nivel de desplante de la cimentación, la presión obtenida se dividirá entre 2. Adicionalmente se introduce un factor de corrección, C_D, que toma en cuenta, la profundidad de empotramiento del cimiento. C_D varía de 1 a 0.75 según el nivel de desplante varíe entre el nivel del terreno y la profundidad B abajo del mismo.

Las curvas que aparecen en la Fig. VI.8 pueden aproximarse por la expresion:

$$\delta_B = \frac{3p}{N}\left[\frac{2B}{B+0.30}\right]^2 (m) \qquad (VI.3)$$

ecuación que incorpora la relación de asentamientos dada por la expresión VI.1.

Arreglando convenientemente los términos de las ecuaciones VI.1 y VI.3 se obtiene que

$$\frac{p}{\delta_1} = \frac{N}{3} \qquad (VI.4)$$

Bazaraa presenta una gráfica con ejes $\frac{p}{\delta_1}$ vs. N, Fig.VI.9, donde se muestran un gran número de resultados de pruebas de placa, en esta gráfica se puede observar que la interpretación de los datos en base a la relación $\frac{P}{\ }=\frac{N}{3}$ es muy conservadora. Con un valor de la relación de $\frac{P}{\ }=\frac{N}{\ }$ se estaría representando más aproximadamente la condición límite más baja, si esta relación hubiera sido adoptada por Terzaghi y Peck los valores de la presión permisible se hubieran incrementado un 50 % en relación a los obtenidos con la Fig. VI.8. Por otra parte, debe hacerse notar que Terzaghi y Peck claramente exponen que su correlación no toma en cuenta el origen geológico y el medio ambiente de los depósitos de arena por lo que necesarimante sus bases de diseño son conservadoras.

Las discrepancias encontradas entre el asentamiento observado y el estimado permitieron realizar un examen crítico de los factores que intervienen en la correlación propuesta por Terzaghi y Peck, Entre otras cosas, el procedimiento de la prueba S.P.T. fué especialmente observado por los investigadores. Fletcher (1965) ha resumido en su trabajo 13 factores importantes que pueden afectar los resultados de esta prueba. Es evidente que debe tenerse un gran cuidado al realizar la prueba de penetración S.P.T. ya que de otra manera se pueden obtener valores sumamente diferentes. Tomlinson (1969) señala además que los valores de S.P.T. deben tomarse con precaución, especialmente si la prueba se realiza en presencia de agua. Sin embargo, fué el trabajo realizado por Gibbs y Holtz (1957) el que modificó en forma importante el método establecido por Terzaghi y Peck.

-<u>Gibbs y Holtz (1957)</u>. La resistencia a la penetración es función tanto de la densidad "in situ" como del esfuerzo efectivo. Gibbs y Holtz demostraron en base a pruebas de laboratorio la influencia que tienen la presión efectiva vertical, p', en la resistencia a la penetración, los resultados se presentan en la Fig. VI.10. Otros investigadores han confirmado en trabajos de campo el efecto de la presión efectiva en la resistencia a la penetración en arenas.

El número de golpes corregido obtenido de la Fig. VI.10 se aplica a la Fig. VI.8.

Basándose en los trabajos de Gibbs y Holtz, Tomlinson propone el uso de la gráfica de la Fig. VI.11 para corregir el valor de N en función de la presión efectiva vertical. De esta gráfica se observa que la corrección puede adquirir valores arriba de cuatro para profundidades severas, valores en la corrección de esta magnitud deben aplicarse con cuidado.

- <u>Meyerhof (1965)</u>. Este autor propone revisar el método de Terzaghi y Peck en base a los resultados obtenidos de comparar el asentamiento observado con el estimado en ocho estructuras. En esta propuesta se ignora el efecto de la presión vertical efectiva. Meyerhof recomienda que la presión permisible obtenida de la Fig. VI.8 se incremente en un 50 %. También sugiere que la presencia del agua en el suelo debe ignorarse ya que su efecto se refleja en el número de golpes medido durante la prueba. Esta última recomendación implica que en el caso en que el nivel de agua coincida con el nivel de desplante, la presión permisible será de un 100 % mayor a la proporcionada por Terzaghi y Peck. Meyerhof aplica un factor de corrección por profundidad de empotramiento, C_D, similar al establecido por Terzaghi y Peck. Aún con las modificaciones propuestas, Meyerhof encontró que para los ocho casos revisados el asentamiento estimado fue de 1.2 a 4 veces mayor que el observado.

- Alpan (1964). Este procedimiento se basa en el asentamiento estimado, δ_1, de una placa cuadrada de 0.30 m de lado colocada al nivel de desplante, y utilizando los valores de N corregidos por el efecto de presión efectiva vertical para posteriormente extrapolar este asentamiento a aquél que ocurrirá en la cimentación prototipo, δ_B, usando la correlación de Terzaghi y Peck.

$$\delta_B = \delta_1 \left[\frac{2B}{B+0.30}\right]^2 \ (m) \qquad (VI.1)$$

de acuerdo con Alpan

$$\delta_1 = \alpha_o w \qquad (VI.5)$$

por lo tanto

$$\delta_B = \alpha_o w \left[\frac{2B}{B+0.30}\right]^2 \qquad (VI.6)$$

$$\delta_B = w\,\alpha_B \qquad (VI.7)$$

donde:

w : presión aplicada al cimiento

α_o: recíproco del módulo de reacción para una placa cuadrada de 0.3 m de lado.

El procedimiento es el siguiente:

Se corrige el valor de N, obtenido al nivel de desplante, por el efecto de presión efectiva, p' usando la Fig. VI.12 determinando la densidad relativa correspondiente al número de golpes N y a la presión efectiva vertical p' siguiendo la curva de densidades relativa de Terzaghi y Peck y releyendo así el número de golpes corregido.

El valor de N corregido se emplea en la Fig. VI.13 para obtener α_0, comprobando que la presión propuesta por aplicar, w, es menor que aquélla que define el límite del intervalo lineal. La relación α_B/α_0 se obtiene de la Fig. VI.14 de acuerdo al ancho B de la zapata. El asentamiento se puede obtener entonces aplicando la ecuación VI.7. Multiplique α_B por dos para relaciones pequeñas de D/B o para niveles de agua cercanos a la superficie, y por 1.5 para D/B $\doteq$ 1.0.

Si la cimentación no es cuadrada, δ_B se multiplica por el factor de forma, m, proporcionado en la Tabla VI.2.

Tabla VI.2 Factor de forma m, Alpan (1964) (Ref.16)

L/B	1	1.5	2	3	5	10
m	1	1.21	1.37	1.60	1.94	2.36

Este método puede ser criticado en dos aspectos:

1. N se toma al nivel de desplante y no como el promedio existente hasta una profundidad influida por la cimentación.

2. Es bien sabido que la relación propuesta por Terzaghi y Peck entre el asentamiento de una placa y el de una zapata real está sujeto a errores, Ver Fig. VI.5.

- Peck y Bazaraa (1969). Estos investigadores reconocen que el método de Terzaghi y Peck es muy conservador, y proponen tres modificaciones. Primera, la presión permisible proporcionada por la Fig. VI.3 debe incrementarse en 50 % como lo propone Meyerhof (1965). Segundo, concuerdan en que el valor de N debe corregirse por el efecto de la presión vertical efectiva pero consideran que los valores proporcionados por Gibbs y Holtz propician una sobrecorrección, por lo que proponen se use para tales fines las siguientes expresiones.

$$N_c = \frac{4N}{1+2p'} \text{ , para } p' \leq 7.3 \text{ ton/m}^2 \qquad \text{(VI.8a)}$$

$$N_c = \frac{4N}{3.25 + 0.5\,p'} \text{ , para } p' \geq 7.3 \text{ ton/m}^2 \qquad \text{(VI.8b)}$$

Estas fórmulas proporcionan valores de los factores de corrección menores a los propuestos por Tomlinson.Tercero, ellos proponen una corrección un poco diferente para tomar en cuenta el efecto de la posición del nivel de agua.Recomiendan que cuando el nivel de agua se encuentre a una distancia D_w por abajo de la base del cimiento superficial de ancho B, entonces el asentamiento δ' puede estimarse como $\delta' = K\ \delta_B$ donde δ_B es el asentamiento del mismo cimiento cuando la arena esta seca y K es el cociente entre la presión efectiva vertical a una profundidad de 0.5 B abajo del cimiento cuando la arena esta seca y aquélla que se obtiene cuando el agua esta presente.

Peck (1974). Investigaciones posteriores hechas sobre el cálculo de asentamientos en arenas por Peck, Hanson y Thornburn, basadas en el trabajo de Bazaraa (1967), definen la curva de la Fig. VI.15 para tomar en cuenta el efecto de la presión vertical efectiva en el número de golpes N. El valor corregido de N es ahora empleado en alguna de las gráficas mostradas en la Fig. VI.16.

Estas nuevas cartas relacionan presiones permisible con N y B para un asentamiento de 2.5 cm (1 pulg). El factor de corrección por posición del nivel freático, C_w, será igual a la unidad si $D_w = D + B$ e igual a 0.5 cuando el nivel freático esté situado en o pueda alcanzar la superficie del terreno. Para una profundidad D_w del nivel freático el factor de corrección se puede obtener como:

$$C_w = 0.5 + 0.5 \frac{D_w}{D + B} \qquad \text{(VI.9)}$$

donde:

D_w = profundidad del nivel de agua, medida desde la superficie.

D = profundidad del cimiento, medida desde la superficie.

D'Appolonia et al (1970). Este autor propone un método en el cual se establece una correlación entre el número de golpes N y la compresibilidad de las arenas, representada por el módulo E, para después utilizar la teoría de la elasticidad en el cálculo del asentamiento de una zapata.

D'Appolonia, propone una correlación para el caso de arenas precargadas o compactadas y otra para el caso de arenas normalmente cargadas. La correlación para arenas precargadas fué obtenida de observaciones en estructuras desplantadas en arena fina de duna compactada por vibración (1968). La correlación para arenas normalmente cargadas se basó en menos evidencias y fue obtenida de datos de campo proporcionados tanto por pruebas S.P.T. como por pruebas de penetración realizadas con el cono holandés, por lo que necesariamente fue hecha una correlación entre ambas pruebas. El procedimiento consiste en obtener el valor promedio de N en una profundidad $\sqrt{BL}$ abajo de la base del cimiento donde L es su longitud y B su ancho. La compresibilidad de la arena se obtiene de la correlación con el número de golpes y finalmente el asentamiento es:

$$\delta_B = wB\left(\frac{1-\nu^2}{E}\right)\mu_0\,\mu_1 = \frac{wB}{M}\,\mu_0\,\mu_1 \qquad \text{(VI.10)}$$

donde:

w = carga aplicada al cimiento

$M = \frac{E}{1-\upsilon^2}$, para obtener el valor de M, y para $\upsilon = 0.25$ en arenas, se utilizan las siguientes correlaciones:

$$E\ (Kg/cm^2) = 540 + 13.5\ N \text{ (para arenas precargadas)} \quad (VI.11a)$$

$$E\ (kg/cm^2) = 216+10.6\ N \text{ (para arenas normalmente cargadas)} \quad (VI.11b)$$

μ_0, μ_1 = factores de influencia, definidos en el capítulo IV, se pueden obtener de la Fig. IV.3.

D'Appolonia et al, arguye que las ventajas de su método sobre aquéllos que se basan en el propuesto por Terzaghi y Peck son: que toman en cuenta el efecto del empotramiento de la cimentación, la variación de sus dimensiones y el espesor que tenga el estrato de arena. Por otra parte este método no aplica ninguna corrección al número de golpes obtenido e ignora la presencia del nivel freático bajo la premisa que su efecto en el módulo de la arena se refleja en el valor proporcionado por la prueba S.P.T.

Parry (1971). El método propuesto por Parry se apoya, como el anterior, en la teoría de la elasticidad. También establece una correlación entre el número de golpes y la compresibilidad de la arena, esta correlación se obtuvo de un limitado número de pruebas de carga en placas publicadas por otros autores. La ecuación para el cálculo de asentamientos queda expresada como:

$$\delta_B = \frac{wB}{M} C_D \, C_W \, C_T \qquad \text{(VI.12)}$$

donde:

$M = \frac{E}{1-\nu^2}$, para $\nu = 0.25$ y $E = 50\ N$ (kg/cm^2)

C_D = factor que toma en cuenta el cambio de esfuerzos en el terreno producido por la excavación de la cimentación. Fig. VI.17

C_W = factor que toma en cuenta la posición del nivel freático, y queda definido por:

$$C_W = 1 + \frac{D_W}{D + \frac{3B}{4}} \qquad \text{para} \quad 0 < D_W < D$$

$$C_W = 1 + \frac{D_W\,(2B + D - D_W)}{2B\,(D + 0.75\,B)} \qquad \text{para} \quad D < D_W < 2B$$

Cuando se dedujo la curva para el factor C_T, se asumió que, en un suelo uniforme, la mitad del asentamiento ocurre dentro de una profundidad de 3B/4 abajo del nivel de desplante, y la mitad restante dentro de un intervalo de profundidad que va de 3B/4 a 2B por abajo también del nivel de desplante. Se recomienda emplear el valor de N como el promedio obtenido a una profundidad de 3B/4.

Parry justifica el empleo de su método en base a la comparación de los asentamientos por él estimados contra los observados en 24 casos registrados y publicados. El encontró que el asentamiento estimado fué 1.2 veces el observado con un intervalo de 0.8 a 2.6. El autor concluye que su método es adecuado para el estudio de estructuras menores pero recomienda que sus valores calculados de asentamiento se incrementan un 50 % para propósitos de diseño. Más aún, recomienda que para estructuras mayores, cálculos adicionales con otros métodos deben hacerse, como por ejemplo el método de trayectoria de esfuerzos.

2.2 Prueba de Penetración a Presión

Esta prueba consiste en hincar un penetrómetro cónico de acero a presión en el subsuelo y a velocidad constante, para determinar su resistencia a la penetración a distintas profundidades.

Se han desarrollado dos tipos de penetrómetros de presión, diferenciándose en que unos operan con tubería sencilla y otros con tubería doble, Fig. VI.19. Los penetrómetros de tubería sencilla miden la fuerza necesaria para vencer la resistencia de punta y la fricción lateral total; los de tubería doble permiten diferenciar la resistencia de punta de la de fricción. Este último tipo de penetrómetro es el usado para estimar asentamientos.

Los penetrómetros son fabricados con aceros de alta resistencia, el diámetro del cono puede variar entre 3, 6 y 10 cm, usualmente. La fuerza axial necesaria para hincarlo se genera con un sistema hidráulico midiendo la fuerza indirectamente con la presión del fluido o bien con una celda de carga, como un anillo de carga o una celda electrónica.

El Penetrómetro Cónico Holandés, C.P.T., es el más ampliamente utilizado, este penetrómetro es de tubería doble cuyas propiedades geométricas se ilustran en la Fig. VI.20

La prueba de penetración a presión fué ideada en un principio para evaluar la capacidad de carga de pilotes, ahora se emplea para estimar el asentamiento de estructuras sobre arenas. El método original fué desarrollado por De Beer y sus colaboradores, pero más recientemente Schmertmann ha propuesto un nuevo enfoque basado en los resultados de este penetrómetro.

Un problema práctico asociado a esta prueba es que en ocasiones es muy difícil penetrar estratos superiores más rígidos que la arena que les subyace.

De Beer y Martens (1957) y De Beer (1965). Este método se basa en la fórmula semi-empírica de Terzaghi-Buisman desarrollada para el cálculo de asentamientos de cimentaciones, esto es:

$$\delta_B = \frac{2.3}{C} L_N \left[\frac{p' + \Delta p}{p'} \right] H \qquad \text{(VI.13)}$$

donde:

C = constante de compresibilidad

p' = presión efectiva vertical a la profundidad considerada

Δp = incremento de presión debido a la carga de la cimentación, a la profundidad considerada (distribución de Boussinesq)

H = espesor del estrato en estudio

Buisman desarrolló una relación entre la resistencia de punta del penetrómetro cónico, q_c, y la constante de compresibilidad C, de tal modo que:

$$C = 1.5 \frac{q_c}{p'} \qquad (VI.14a)$$

o

$$Cp' = 1.5\, q_c = \frac{1}{m_v} = E \qquad (VI.14b)$$

De Beer recomienda que al menos tres pruebas de penetración se lleven a cabo y de estos resultados se determinen el valor máximo y el mínimo de C. El asentamiento promedio y los límites extremos pueden entonces ser calculados. En los casos analizados en campo por De Beer y Martens la relación entre el asentamiento estimado y el observado fue del orden de 1.9.

De Beer (1965) establece que el método anterior sólo es aplicable a arenas normalmente cargadas. Cuando el suelo ha sido previamente cargado a presiones mayores a aquéllas que le impondrá la cimentación impuesta, se aplica un factor de reducción al asentamiento obtenido con el método antes descrito, el factor de reducción se obtiene de pruebas cíclicas de carga efectuadas en el edómetro. La dificultad más importante estriba en que en muchos casos el grado de sobreconsolidación de una arena no es conocido y su determinación no es nada sencillo.

Meyerhof (1965). La modificación que propone al método de Buisman-De Beer se basa en la comparación de el asentamiento observado en

17 estructuras con aquél estimado por el método anterior. Meyerhof notó que el asentamiento ocurrido fué sobreestimado en un factor de 2, por lo que recomienda que la presión permisible se incremente 50 % para el mismo asentamiento calculado. Schmertmann (1970), señala que la recomendación de Meyerhof equivale aproximadamente a cambiar la relación de Buisman de $E = 1.5\ q_c$ a $E = 1.9\ q_c$.

Schmertmann (1970). Este autor propone un enfoque diferente al uso de la prueba de penetración con cono en el cálculo de asentamientos de zapatas en arenas. El método de Buisman - De Beer involucra la determinación del esfuerzo vertical inducido bajo la cimentación por la carga aplicada. Schmertmann señala que la distribución de la deformación vertical bajo el centro de una zapata colocada sobre una arena uniforme es diferente cualitativamente a la distribución del incremento de esfuerzo vertical, por lo que su análisis lo basa en las siguientes observaciones:

1. La distribución de la deformación vertical dentro de un semiespacio elástico lineal sujeto a una carga uniformemente distribuida sobre un área en la superficie puede describirse como:

$$\delta_z = \frac{\Delta p}{E}\, I_z \qquad \text{(VI.15)}$$

donde:

Δp = intensidad de la carga uniformemente distribuida

E = módulo de Young de el medio elástico

I_z = factor de influencia por deformación, que depende sólo de la relación de Poisson y de la ubicación del punto al que se analiza la deformación

La distribución vertical del factor de influencia, I_z, para una área uniformemente cargada en la superficie de un semiespacio elástico se muestra en la Fig. VI.21a para dos valores de la relación de Poisson.

2. Basado en los resultados de desplazamientos medidos dentro de masas de arena cargadas por modelos de zapata, así como el de análisis de deformación de un material no lineal, empleando el método del elemento finito, en el que se asumen características del material similar a la de la arena, la distribución de deformaciones dentro de masas no cohesivas así cargadas es muy similar en forma a aquélla que se dá en un medio elastico. La Fig. VI.21b presenta algunos resultados típicos de pruebas en modelos y del análisis por el método del elemento finito. La similaridad es evidente.

En base a estas observaciones, Schmertmann (1970) sugiere que para propósitos prácticos la distribución de la deformación vertical dentro de una masa de material no cohesivo puede expresarse por la ecuación VI.15 en donde el módulo de Young puede variar de punto a punto y el factor de influencia, I_z, puede aproximarse a una distribución triangular como se ilustra en la Fig. VI.21 c. Empleando la teoría de la elasticidad como guía, el máximo valor del factor I_z es 0.6; y de acuerdo a los resultados de las pruebas en modelos y de los análisis en masas no cohesivas se asume que el valor máximo de I_z se presenta a una profundidad de $\frac{z}{B} = 0.5$ y para $Iz = 0$ la profundidad es $\frac{z}{B} = 2$. Schmertmann se refiere a esto como "distribución 2B - 0.6".

Entonces, el asentamiento será la integración de las deformaciones.

$$\delta_z = \int_{z=0}^{\infty} \epsilon_z \, dz \qquad \text{(VI.16a)}$$

que puede aproximarse a:

$$\delta_z = \int_{0}^{2B} \frac{I_z}{E} \, dz \qquad \text{(VI.16b)}$$

Aproximando la integración a una sumatoria de asentamientos de estratos convenientemente elegidos de acuerdo a su homogeneidad, el asentamiento puede calcularse como:

$$\delta_z = C_1 \, C_2 \, \Delta p \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{I_z}{E}\right)_i \Delta z_i \qquad \text{(VI.15c)}$$

en donde:

Δp = intensidad de la carga a la profundidad de desplante de la cimentación.

I_z = factor de influencia, de la Fig. VI.21c

E_i = módulo de Young a la mitad del estrato i-ésimo

Δz_i = espesor del estrato i-ésimo

C_1 y C_2 = factores de corrección.

El factor C_1 toma en cuenta el alivio de esfuerzos debido al empotramiento de la cimentación.

$$C_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{p_0'}{\Delta p}\right) \qquad \text{(VI.17)}$$

p_0' = presiónvertical efectiva al nivel de desplante de la cimentación.

Se sugiere que el valor de este factor de corrección no sea menor a 0.5.

El segundo factor de corrección, C_2, basándose en el trabajo de Nonweiller (1963), se incluye para tomar en consideración el incremento de el asentamiento con el tiempo, efecto que según este autor aparece aún en suelos no cohesivos. Así:

$$C_2 = 1 + 0.2 \log_{10} \left(\frac{t}{0.1}\right), \text{ t en años} \qquad \text{(VI.18)}$$

Para evaluar el módulo E, Schmertmann recomienda una correlación con la resistencia de punta del cono holandés menos conservadora que la propuesta por Buisman-De Beer, usando E = 2qc, en lugar de E = 1.5 qc. La relación propuesta fué obtenida de pruebas de placa tipo tornillo (screw-plate) "in situ", Fig. VI.22.

Este método según Schmertmann, aparte de ser de fácil aplicación, conduce a estimaciones mas precisas del asentamiento que aquellas que seobtienen en el método de Buisman-De Beer. En lo si-

tios analizados por el autor, el método de Buisman-De Beer propor-
ciona asentamientos que en promedio son 50 % mayores a los obteni-
dos por el método de Schmertmann.

El Ejemplo VII ilustra la aplicación de este método.

En la Tabla VI.5 se presenta un resumen de los métodos hasta aquí mencionados.

Schultze y Sherif (1973). El método propuesto por estos autores se basa en la investigación realizada en asentamientos medidos en 48 edificios y construcciones industriales colocados sobre arenas, datos de penetración dinámica y estática se encuentran a disposición en número suficiente

La expresión convencional para el cálculo del asentamiento en un medio elástico e isotrópico es:

$$\delta_B = \frac{WB}{E} f \; (ds/B, L/B, \nu)$$

donde:

f = factor de influencia de acuerdo a los valores usuales adoptados para un semi espacio elástico e isotrópico (por ejem. Steinbrenner), para una relación de Poisson de $\nu = 0$.

ds = espesor del estrato compresible $\leq 2B$

Las otras literales tienen el significado descrito con anterioridad.

Si la curva tiempo-asentamiento existe, el asentamiento final puede extrapolarse de la trayectoria hiperbólica de dicha curva, Fig. VI.23.

Hay que hacer notar que la presión de contacto, w, se debe considerar sin tomar en cuenta el efecto de reducción por excavación, $\gamma_m h$.

El valor del factor f debe ser evaluado para relaciónes ds/B no mayores de 2, ya que de acuerdo a la experiencia no existe una influencia apreciable del cimiento abajo de esta profundidad.

En la siguiente expresión, obtenida estadísticamente, E representa la compresibilidad de la arena dependiendo del número medio de golpes N, registrados en la prueba de penetración estándar (S.P.T.) en una profundidad ds/B = 2.

$$E = K_1 N^{K_2} \cdot (B/B_1)^{K_3} \cdot (w/w_1)^{K_4} \cdot (1 + K_5 \cdot t/B) \qquad \text{(VI.19)}$$

donde:

K_1 a K_5 = constantes

B_1 = ancho unitario (1 cm)

w_1 = presión de contacto unitaria (1 kg/cm^2)

t = profundidad de desplante del cimiento, medida desde la superficie.

En aquellas obras que no tuviesen valores de N, pero que posean valores de la resistencia de punta del penetrómetro cónico holandés, el valor de N podrá estimarse de las correlaciones propuestas por Schmertmann (1970).

La determinación de las 5 constantes se hizo a partir de los resultados proporcionados por las 48 estructuras y de multicorrelaciones hechas y resueltas por medio de programas para computadora. Los resultados finales fueron : $K_1 = 1.71$ kg/cm^2, $K_2 = 0.87$, $K_3 = 0.50$, $K_4 = 0$ y $K_5 = 0.4$, así la ecuación final para el cálculo de asentamientos queda como:

$$\delta_z = \frac{w\,B_f}{1.71\,(N)^{0.87}\sqrt{B/B_1}\cdot(1+0.4\,t/B)} \text{ (cm)} \qquad \text{(VI.20)}$$

w, en kg/cm^2

B, en cm.

Para simplificar el cálculo del asentamiento con la ecuación (VI.19) el parámetro $\frac{\delta_z\,(N)^{0.87}}{w}(1+0.4\,t/B)$ fué dibujado en una gráfica como una función del ancho B para una variación de la relación L/B y ds/B = 2, Fig. VI.24 . En estratos de menor espesor el asentamiento debe multiplicarse por los factores de reducción dados en la misma figura.

Muchos métodos de cálculo suponen una dependencia lineal entre E y N, por lo que si se hace $K_2 = 1.0$, la expresión para evaluar el asentamiento se transforma en:

$$\delta_z = \frac{w\,B_f}{1.14\,(N)\cdot\sqrt{B/B_1}\cdot(1+0.4\,t/B)} \text{ (cm)} \qquad \text{(VI.21)}$$

Ahora, si se construye una gráfica con valores de $\delta_z N/w$ en el eje vertical y ancho de cimiento, B, en el horizontal, Fig. VI.25, se puede apreciar que hay una buena afinidad de el método aquí descrito, curvas 7-10, con el propuesto por Terzaghi y Peck (1948) y Meyerhof (1956 y 1965) con las correcciones propuestas por Bazaraa, curvas 5 y 6 respectivamente. Los métodos 1 a 4 no observan concordancia.

Para obtener una visión general de la precisión obtenida por la ec. VI.19 la relación asentamiento calculado-asentamiento medido se expone en la gráfica de la Fig. VI.26. El coeficiente de correlación obtenido es r = 0.789. El asentamiento estimado siempre estuvo, sin excepción, dentro de un rango de ± 40 % del valor medido. Esta aproximación corresponde más o menos a la que se obtiene en suelos cohesivos con las pruebas usuales de consolidación.

Algo que es importante mencionar es que en el método propuesto por estos autores no se menciona para nada el efecto que pudiera tener la presencia de agua.

Burland et al (1977). Debido a la gran dispersión de los resultados obtenidos con los métodos hasta aquí expuestos, Burland sugiere el uso de una gráfica donde se encuentran ubicados un gran número de observaciones de asentamientos en zapatas y en losas de cimentación desplantadas en lo que burdamente se clasificó como arena suelta, medianamente densa y densa, a partir de apreciaciones visuales o de valores promedio de la prueba S.P.T. En la Fig. VI.27 se compára el valor del asentamiento por presión unitaria, δ/w, contra el ancho B del cimiento. Los puntos que aparecen unidos por una línea delgada continua corresponden a cimentaciones de dimensiones diferentes pero ubicadas en el mismo sitio. No se han tomado en cuenta factores tales como profundidad del agua, profundidad de desplante del área cargada y geometría. Probablemente esto contribuya a la dispersión de los datos.

Como era de esperarse no se definen claramente las fronteras entre las tres densidades relativas. Aún así, es posible establecer razonablemente bién los límites superiores para la arena densa y para la de densidad media como se ilustra por la linea llena y por la punteada, respectivamente.

Si se toma en cuenta la gran variedad de fuentes de información y de la calidad de los datos obtenidos de éstas, la dispersión de resultados, particularmente para materiales densos y medianamente densoso, es notablemente pequeña. La curva señalada como L puede ser usada como una estimación preliminar del asentamiento de estructuras tales como tanques de almacenamiento en arenas sueltas. El autor señala que el considerar la curva L como el límite superior para arenas sueltas puede ser una decisión prematura, y que sólo la luz que proporcionen nuevos datos le podrán dar un carácter más definitivo.

El Ejemplo VI.2 presenta una interesante comparación de resultados entre varios de los métodos aquí descritos para el cálculo de asentamientos en arena, aplicados a un caso particular.

2.3 Correlaciones entre S.P.T. y C.P.T.

En ocasiones, puede ser de gran utilidad estimar el valor equivalente de N de la prueba S.P.T. de los resultados del penetrómetro cónico holandés, C.P.T., y viceversa.

Meyerhof (1956) propone correlacionar los resultados de las dos pruebas mediante la siguiente expresión:

$$q_c \ (kg/cm^2) = 4 \ N \qquad (VI.22)$$

Investigaciones posteriores de Meigh y Nixon (1961), Rodin (1961) y Sutherland (1963) mostraron que esta correlación no toma en cuenta el efecto del tamaño de los granos. La Tabla VI.3 supone considerar tal efecto.

Tabla VI.3 Correlación entre el Cono Holandés y el Penetrómetro Estándar (Ref.17)

Descripción del suelos	q_c/N
Arena limosa	2.5
Arena fina y limo con arena fina	4
Arena fina a media	4.8
Arena con poca grava	8
Arena media y gruesa	8
Grava arenosa	8-18
Arena con grava	12-16

Schmertmann propone el uso de las correlaciones mostradas en la Tabla VI.4 con el fin de transformar valores S.P.T. a equivalentes en el penetrómetro cónico y con estos últimos emplear el método propuesto por Buisman-De Beer o el suyo propio. Las correlaciones dependen del tipo de suelo.

Tabla VI, 4 Correlación entre el Cono Holandés y el Penetrómetro Estándar (Schmertmann, 1970) (Ref.14)

Tipo de suelo	q_c/N
Limo, Arena limosa y mezclas Limo arenosas ligeramente cohesivas	2
Arena limpia fina a media y Arena poco limosa	3.5
Arena gruesa y Arena con poca grava	5
Arena con grava y Grava	6

Tabla VI 5

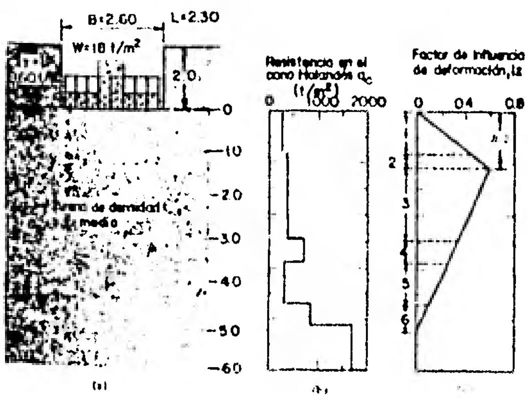
Método	Terzaghi y Peck (1948)	Gibbs y Holtz, modificación (1957)	Meyerhof, modificación (1965)	Alpan, modificación (1964)	Peck y Bazaraa, modificación (1969)	Peck, modificación (1974)
Fórmula	$\delta = C_w C_D \frac{3P}{N}\left(\frac{2B}{B+0.30}\right)^2$	$\delta = C_w C_D \frac{3P}{N_c}\left(\frac{2B}{B+0.30}\right)^2$	$\delta = C_D \frac{2P}{N}\left(\frac{2B}{B+0.30}\right)^2$	$\delta = W a_0$	$\delta = K C_D \frac{2P}{N_c}\left(\frac{2B}{B+0.30}\right)^2$	Véanse las figuras correspondientes
S. P. T.	N como se mide para arena. $N_c = 15+0.5(N-15)$ para arenas muy finas o arenas limosas bajo el agua	N como se mide para arena. $N_c = 15+0.5(N'-15)$ para arenas muy finas o arenas limosas bajo el agua. N' es N corregido por presión efectiva	N como se mide para arena	N como se mide para arena al nivel de desplante. $N_c = 15+0.5(N'-15)$ para arenas muy finas o arenas limosas bajo el agua. N' es N corregido por presión efectiva	N como se mide para arena	N como se mide para arena
Presión efectiva	N no se corrige	Véase la Fig VI 10	N no se corrige	Véase la Fig VI 12	$N_c = \frac{4N}{1+2p'}$ para $p' \leq 7.3$ ton/m²; $N_c = \frac{4N}{3.25+0.5p'}$ para $p' > 7.3$ ton/m²	Véase la fig VI 15
Nivel freático	$C_w = 1.0$ para $D_w \geq 2B$; $C_w = 2.0$ para $D_w = 0$	C_w (como en el método anterior)	No hay corrección	Multiplique a_0 por 2 para relaciones pequeñas de D/B y por 1.5 para D/B = 1	$K = \frac{p' \text{ a } 0.5B \text{ suponiendo que no existe agua}}{p' \text{ a } 0.5B \text{ considerando la presencia de agua}}$	$C_w = 0.5+0.5\frac{D_w}{D+B}$
Empotramiento	$C_D = 1.0$ para D/B = 0; $C_D = 0.75$ para D/B = 1	C_D (como en el método anterior)	C_D (como en el método de T y P)	No hay corrección	No hay corrección	Véase la fig VI 16
Procedimiento	1. Use Fig VI 8 para obtener P correspondiente a $\delta = 2.5$ cm 2. Aplique las correcciones a P 3. Se puede emplear la fórmula en forma alternativa 4. El asentamiento δ aumenta en proporción directa al incremento de P para valores mayores de $\delta = 2.5$ cm δ(m) B(m), P(ton/m²)	1. Use las Figs VI 10 o 11 y VI 11 para obtener N_c y aplicarlo en la Fig VI 8 o en la fórmula 2. Continúe el procedimiento como en el método anterior	1. Obtenga P de la Fig VI 8 2. Aumente P en 50% para obtener $\delta = 2.5$ cm 3. Aplique la corrección C_D 4. Se puede emplear la fórmula en forma alternativa	1. Use la Fig VI 12 para corregir N por presión efectiva 2. Use la Fig VI 13 para obtener a_0 y verifique que el valor de W esté dentro del intervalo lineal 3. Use la Fig VI 14 para obtener a_B/a_0 4. Calcule el asentamiento con a_B para la presión transmitida W 5. Si la cimentación no es cuadrada: δ se multiplica por el factor m de la Tabla VI 2	1. Use N_c en la Fig VI 8 para obtener P 2. Incremente P en 50% para obtener $\delta = 2.5$ cm 3. Divida P del paso 2 entre K 4. Se puede emplear la fórmula en forma alternativa	1. Use la Fig VI 15 para corregir el valor de N 2. Use la Fig VI 16 con N_c para obtener P correspondiente a $\delta = 2.5$ cm 3. Aplique el factor de corrección C_w a P (correspondiente a $\delta = 2.5$ cm en suelo seco) obtenido si el nivel de agua se encuentra entre la base y la profundidad B
Observaciones	Se supone que la estructura puede soportar un asentamiento máximo de $\delta = 2.5$ cm. No se efectúa corrección por agua para $0 < D_w < 2B$. No se toma en cuenta el origen geológico y el medio ambiente de los depósitos de arena	La modificación refleja que la resistencia a la penetración es función del esfuerzo efectivo vertical así como de la densidad relativa	Se supone que la presencia del agua se refleja en el número de golpes registrado			

Tabla VI . 5 (continuación)

Método	D' Appolonia et al (1970)	Parry (1971)	De Beer y Martins (1957) y De Beer (1965)	Meyerhof (1965	Schmertmann (1970)
Fórmula	$\delta = WB\left(\frac{1-\nu^2}{E}\right)\mu_0 \mu_1 = \frac{WB}{M}\mu_0 \mu_1$ donde $M = \frac{E}{1-\nu^2}$ $\nu = 0.25$	$\delta = \frac{WB}{M} C_D C_w C_T$ donde $M = \frac{E}{1-\nu^2}$ $\nu = 0.25$	$\delta = \frac{2.3}{C}\,\mathrm{LN}\left(\frac{p'+\Delta p}{p'}\right)H$	Como el método anterior	$\delta = C_1 C_2 \Delta_p \sum_{i=1}^{n}\left(\frac{I_z}{E}\right)_i \Delta_{zi}$ donde $C_1 = 1 - 0.5\left(\frac{p'_0}{\Delta_p}\right)$ $C_2 = 1 + 0.2\log_{10}\left(\frac{t}{0.1}\right)$, t en años
Módulo de compresibilidad de la arena	$E = 540 + 13.5\,N$ (arena precargada) $E = 216 + 10.6\,N$ (arena normalmente cargada) E (kg/cm²) Tomando N como se midió	$E = 50\,N$ Tomando N como el promedio hasta una profundidad de 3/4 B	$C = 1.5\frac{q_c}{p'}$ o $E = 1.5 q_c$ en kg/cm²	$C = 1.9\frac{q_c}{p'}$ o $E = 1.9 q_c$ en kg/cm²	$E = 2 q_c$
Procedimiento	1- Tome N como el promedio hasta una profundidad de $\sqrt{BL}$ 2- Obtenga μ_0 y μ_1 de la Fig IV 3 3- Calcule el valor de M con el valor adecuado de E 4- Calcule el asentamiento para una presión W	Los factores de corrección C_D y C_T se obtienen de las Fig VI 17 y VI 18 respectivamente $C_w = 1 + \frac{D_w(2B + D - D_w)}{2B(D + 0.75B)}$ para $D < D_w < 2B$ $C_w = \frac{1 + D_w}{D + 0.75B}$ para $0 < D_w < D$	1- Divida el suelo en estratos (ΔH) 2- Para cada estrato tome el valor máximo y el mínimo y el promedio de q_c y calcule los correspondiente valores de C 3- Calcule el asentamiento promedio y el intervalo de asentamiento para cada estrato para posteriormente sumarlos	Como en el método anterior	1- Divida el suelo en estratos (Δz) 2- Obtenga E para cada estrato 3- Obtenga I_z de la distribución "2B - 0.6" 4- Calcule C_1 y C_2 5- Calcule el asentamiento para cada estrato, después súmelos.
Observaciones	El valor de N refleja el efecto de la presencia de agua	El método se basa en un número limitado de pruebas de carga en placas D = profundidad de empotramiento D_w = profundidad del nivel de agua	El método se basa en la fórmula semiempírica de Terzaghi y Buisman		

Ejemplo EVI.1.- El estribo de un puente se desplantará a una profundidad de 2.0 m en un estrato de arena de densidad media y de considerable profundidad, la profundidad de desplante coincide con el nivel freático Fig. E VI.1a. El perfil de resistencias del cono holandés, q_c, se proporciona en la Fig. E VI.1b. Determine la magnitud del asentamiento esperado cinco años después de la construcción con el criterio de Schmertmann (1970).

Fig. E VI. 1



Solución:

1. Dibuje la distribución 2B-0.6 del factor de influencia, Iz, como se muestra en la Fig. E VI.1c. El valor máximo del factor de influencia Iz (0.6) se encuentra a una profundidad de B/2 abajo del nivel de desplante, y el triángulo se extiende hasta una profundidad de 2B.

2. Basado en el perfil de resistencias, q_c, y en la distribución 2B-0.6, divida la profundidad 2B en un número conveniente de estratos, como se observa en la Fig. EVI.1c y en las columnas 1 y 2 de la Tabla EVI.1.

3. Determine el valor promedio de q_c para cada estrato, para así calcular el valor de E como se vé en las columnas 3 y 4 de la Tabla E VI.1.

4. Localice la parte media de cada estrato, columna 5 en Tabla E VI.1, y determine el valor de Iz para esa profundidad de la Fig. E VI.1c. Los valores se proporcionan en la columna 6 de la Tabla.

5. Calcule $(Iz/E)\Delta z$ para cada estrato y sume los resultados como se aprecia en la columna 7.

6. Determine C_1, ec. VI.14. La presión vertical efectiva al nivel de desplante, p'o, es:

$$p'o = 1.60 \times 2.0 = 3.20 \ t/m^2$$

La presión neta transmitida por la cimentación, Δ p, es;

$$\Delta p = 18 - 3.2 = 14.80 \ t/m^2$$

Así $C_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{p'o}{\Delta p}\right) = 1 - 0.5 \left(\frac{3.20}{14.80}\right) = 0.89$

7. Determine C_2 de la ec. VI.15 para el tiempo de interés.

$$C_2 = 1 + 0.2 \log_{10} \left(\frac{t}{0.1}\right) = 1 + 0.2 \log_{10} \left(\frac{5}{0.1}\right) = 1.34$$

8. Calcule el asentamiento con la ec. VI.13c

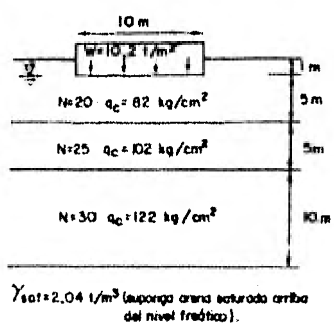
$$\delta_z = C_1\ C_2\ \Delta p \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{Iz}{E} \right)_i \Delta z_i$$

$$\delta_z = 0.89 \times 1.34 \times 14.8 \times 0.00227 = 0.040 \text{ m}$$

(1) Estrato No., i	(2) Δz (m)	(3) q_c promedio (t/m²)	(4) E promedio (t/m²)	(5) Profundidad al centro bajo el cimiento (m)	(6) I_z	(7) $\left(\frac{I_z}{E}\right) \Delta z$
1	1.0	25.0	50.0	0.50	0.23	0.00046
2	0.5	35.0	70.0	1.15	0.53	0.00025
3	1.7	35.0	70.0	2.15	0.47	0.00114
4	0.5	70.0	140.0	3.25	0.30	0.00011
5	1.0	30.0	60.0	4.0	0.185	0.00031
6	0.7	85.0	170.0	4.85	0.055	0.00002
Total						$\sum \left(\frac{I_z}{E}\right) \Delta z = 0.00227$

Ejemplo E VI.2.- En este ejemplo se empléan algunos de los métodos mencionados para calcular el asentamiento bajo las condiciones mostradas en la Fig. E VI.2, la zapata se encuentra desplantada sobre arena.

Fig. E VI.2



1. De Beer y Martens

$$\delta_B = \frac{2.3}{C} \log_{10} \left[\frac{p' + \Delta P}{p'} \right] H \qquad (VI.13)$$

Estrato (m)	q_c (kg/cm²)	p'_o (kg/cm²)	$C = 1.5 \frac{q_c}{p'_o}$	$p'_o + \Delta p$ (kg/cm²)	$\frac{p'_o + \Delta p}{p'_o}$	H (mm)	δ (mm)
0- 5	82	0.46	267	1.22	2.66	5000	18.3
5-10	102	0.97	158	1.36	1.40	5000	10.6
10-20	122	1.73	106	1.88	1.08	10000	7.3

Total = 36.2 mm

2. De Beer y Martens, tomando

$$c = 1.9 \frac{q_c}{p'}$$

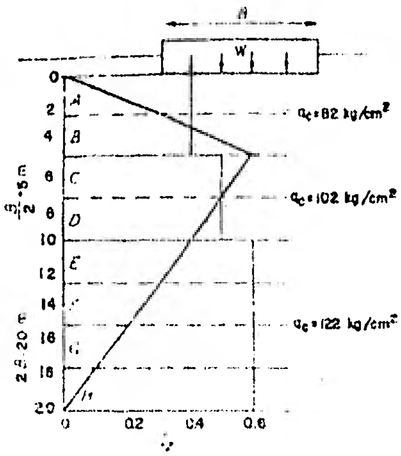
El asentamiento calculado es $36.2 \times \frac{1.5}{1.9} = 28.6$ mm

3. Schmertmann

$$\delta_z = C_1 C_2 \Delta p \Sigma \left(\frac{I_z}{E}\right)_i \Delta z_i \qquad (VI.15c)$$

El factor Iz se obtiene de la Fig. EVI.3

Fig. E VI.3



Estrato	Δz (cm)	q_c (kg/cm^2)	$E=2q_c$ (kg/cm^2)	I_z	$\frac{Iz}{E}\Delta z$
A	250	82	164	0.15	0.229
B	250	82	164	0.45	0.686
C	250	102	204	0.545	0.668
D	250	102	204	0.45	0.551
E	250	122	244	0.35	0.359
F	250	122	244	0.25	0.256
G	250	122	244	0.15	0.154
H	250	122	244	0.05	0.051
				Suma =	2.954

$$C_1 = 1-0.5\left(\frac{p'o}{\Delta p}\right) = 1-0.5\left(\frac{2.04}{8.16}\right) = 0.875$$

$$C_2 = 1+0.2\log_{10}\left(\frac{t}{0.1}\right) = 1+0.2\log_{10}\left(\frac{5}{0.1}\right) = 1.34$$

suponiendo un período de 5 años de deslizamiento.

Finalmente

$$\delta = (0.875)(1.34)(0.816)(2.954) = 2.83\ \text{cm} = 28.3\ \text{mm}$$

4. Terzaghi y Peck, propuesta original (Fig. VI.8)

N	B (m)	w para 2.5 cm (t/m2)	δ (mm)
22.5	10	9.7 (nivel freático en la base del cimiento)	26.3

5. Terzaghi y Peck, modificado por Meyerhof (1965)

N	B (m)	w para 2.5 cm (t/m2)		δ (mm)
22.5	10	19.4 x 1.5 = 29.1	$\frac{25x10.2}{29.1}$ =	8.8

6. Terzaghi y Peck, utilizando la corrección propuesta por Tomlinson

N	p'_o	F.C.	N_c	w p/2.5 cm		δ (mm)
22.5	7.14	2.2	49.5	45.9	$\frac{2.5x10.2}{45.9}$ =	5.6 mm

7. Peck y Bazaraa

N	p'_o	F.C.	Fact. por nivel freático	w p/2.5 cm	δ (mm)
22.5	7.14	1.0	$\frac{6 \times 2.04}{2.04+5x1.04}$ = 1.7	19.4x1.5 = 29.1	$\frac{25x10.2}{29.1}$ 1.7 = 14.9

8. Parry

$$\delta = \frac{wB}{M} \quad C_D \; C_w \; C_T \qquad \text{(VI.12)}$$

M (kg/m^2)	B (m)	T (m)	D (m)	C_D	C_w	C_T	w (ton/m^2)
1200	10	20	1.0	1.1	1.12	1.0	10.20

$$Dw = 1.0 \text{ m}, \quad C_w = 1 + \frac{Dw}{D + 3\,B/4} = 1 + \frac{1}{1+7.5} = 1.12$$

$$\delta = \frac{1.02}{1200} \times 1000 \times 1.1 \times 1.12 \times 1.0 = 1.05 = 10.5 \text{ mm}$$

9. Alpan

p'_o	N	C_r	N_c	α_o	B	α_B/α_o	w	m	δ (mm)
2.04	20	92	60	0.7×10^{-5}	10	3.77	10.20	1	2.69

Por ser la relación $\frac{D}{B}$ = 0.1 pequeña y por presentarse el nivel de agua muy cercano a la superficie el asentamiento se multiplica por dos, entonces, $\delta = 2.69 \times 2 = 5.38$ mm.

Los asentamientos calculados de acuerdo a los diferentes métodos empleados se presentan en la siguiente Tabla.

Asentamientos calculados por nueve métodos diferentes

Método	Asentamiento calculado (mm)	Prueba de campo
De Beer y Martens	36	Cono holandés
De Beer y Martens con C=1.9 q_c	29	Cono holandés
Schmertmann	28	Cono holandés
Terzaghi y Peck	26	S.P.T.
Terzaghi y Peck, modificado por Meyerhof	9	S.P.T.
Terzaghi y Peck, modificado por Tomlinson	6	S.P.T.
Peck y Bazaraa	15	S.P.T.
Parry	11	S.P.T.
Alpan	5	S.P.T.

Claramente se puede uno percatar de la gran diferencia en las estimaciones del asentamiento por los diferentes métodos.

En la tabla que a continuación se presenta se exponen los resultados obtenidos por Simons, Rodríguez y Hornsby (1974) quienes usaron ocho de los métodos mencionados aquí para estimar el asentamiento de seis estructuras, para las cuales se midió el asentamiento real.

Asentamientos calculados por ocho métodos para seis estructuras.

Método	$\delta_{calc.}/\delta_{obs}$ promedio	$\delta_{calc.}/\delta_{obs}$ intervalo
De Beer y Martens	3.22	1.0-4.8
Schmertmann	1.48	0.2-4.0
Terzaghi y Peck	1.89	0.5-3.2
Terzaghi y Peck, modificado por Meyerhof	0.70	0.2-1.1
Terzaghi y Peck, modificado por Tomlinson	0.31	0.1-0.6
Peck y Bazarra	0.63	0.3-1.4
Alpan	0.95	0.1-2.4
Parry	0.72	0.1-1.3

De la tabla, el método de Alpan basado en la prueba S.P.T. y el de Schmertmann usando el cono holandés, ofrecen la mejor concordancia con los asentamientos en promedio. Sin embargo, para estos métodos y para los restantes, los intervalos de asentamiento calculado a observado son muy amplios.

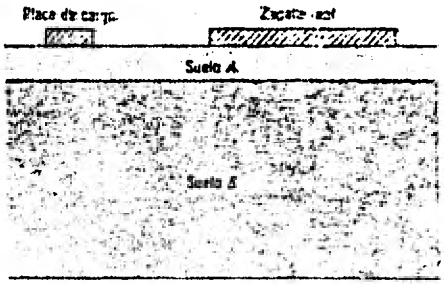


Fig. VI. 1 Caso en que la prueba de carga puede inducir error (Ref. 10)

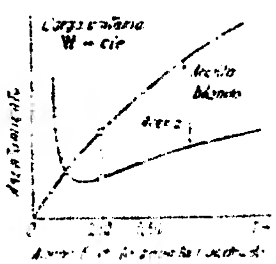


Fig. VI. 2 Relación entre el ancho de una zapata cuadrada y el asentamiento cuando la presión unitaria transmitida al terreno es constante. (Ref. 18)

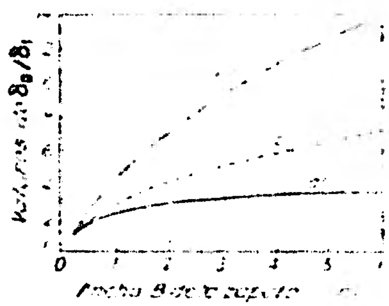


Fig. VI. 3 Relación aproximada entre el ancho B de una zapata en arena y el cociente δ_B/δ_1. La curva (a) se refiere a condiciones normales. La curva (b) representa las relaciones posibles para una arena suelta. La curva (c) se refiere a arenas con pequeño contenido orgánico. (Ref. 18)

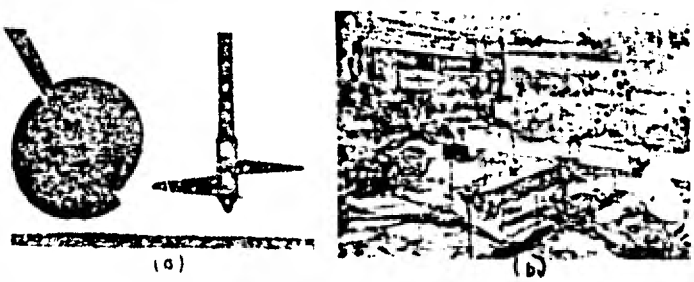
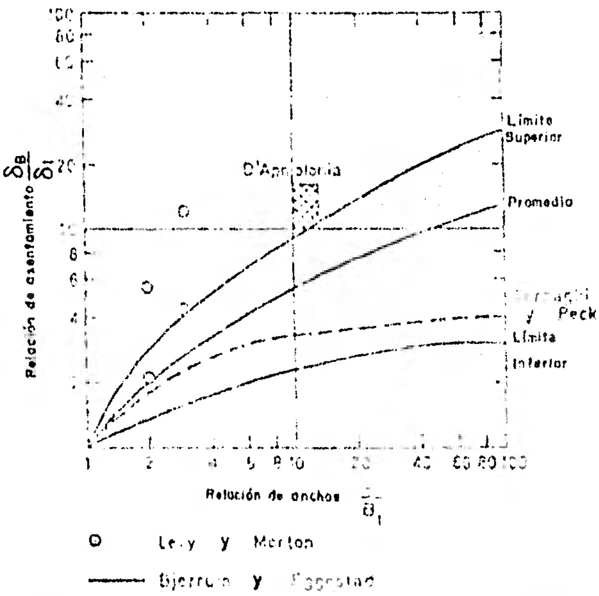


Fig. VI. 4 Placa de tornillo de la Universidad de Florida: (a) placa de 1 pie^2 de área; (b) dispositivo de prueba. (Ref. 14)

Fig. VI . 5 Relación de asentamiento vs. relación de ancho para zapatas colocadas sobre arena. (Ref. 17)



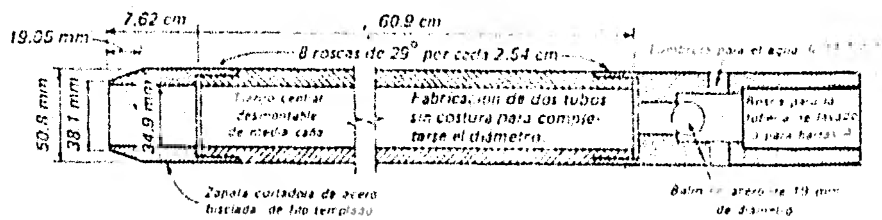


Fig. VI. 6 Muestreador de media caña para la prueba de penetración estándar. (Ref. 12)

Fig VI . 7 Relación entre el número de golpes N y el ángulo de fricción interna ϕ (Ref. 12)

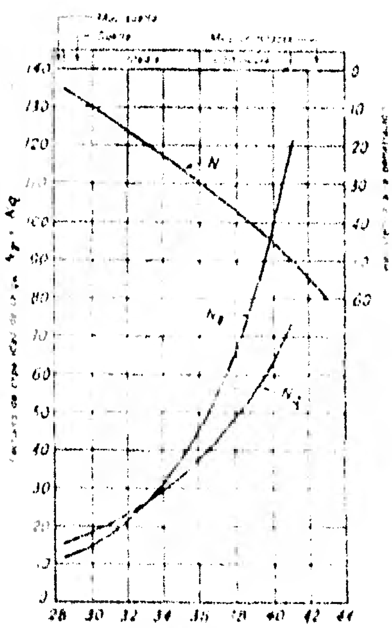


Fig. VI . 8 Correlación entre la presión admisible para 2.54 cm (1 pulg.) de asentamiento en arenas y el número de golpes N (Terzaghi y Peck, 1948 Peck, Hanson y Thornburn, 1974). (Ref. 17)

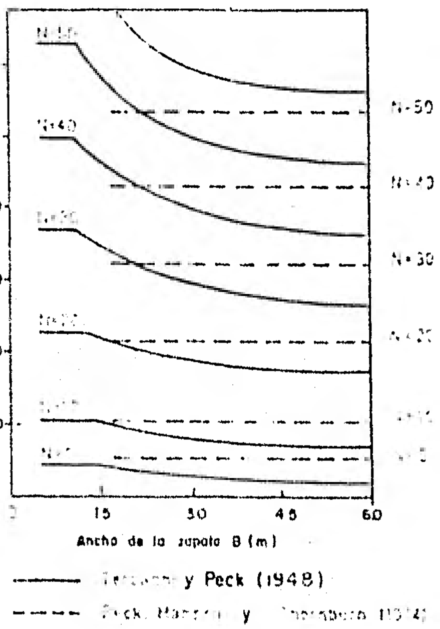
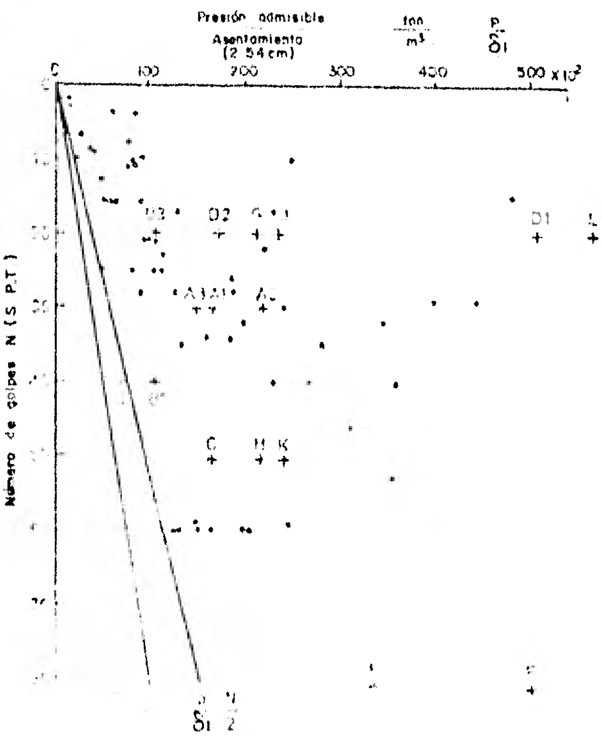


Fig. VI . 9 Número de golpes N Vs. Relación de presión admisible asentamiento de prueba de carga en placa. (Ref. 17)



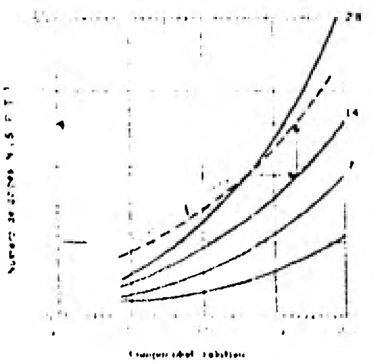


Fig. VI. 10 Correlación entre N, compacidad relativa y presión vertical efectiva (Gibbs y Holtz) (Ref. 17)

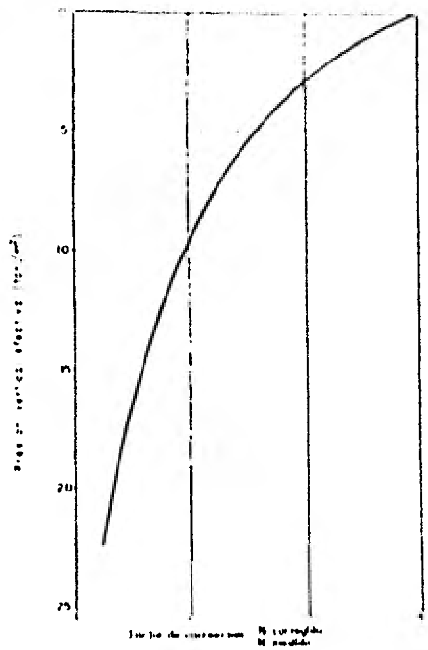


Fig. VI. 11 Factor de corrección por la influencia de la presión efectiva vertical en los valores de N (Tomlinson) (Ref. 17)

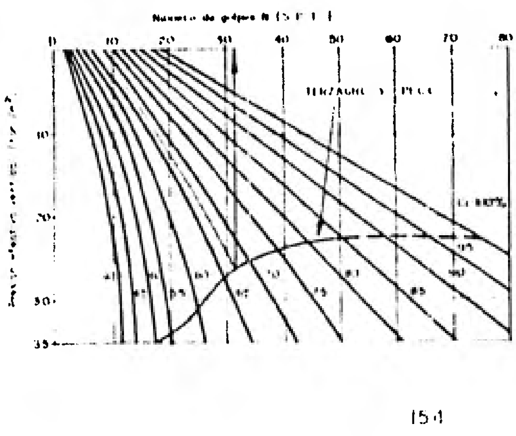


Fig. VI. 12 Corrección de N por el efecto de la presión efectiva vertical (Alpan, 1964) (Ref. 16)

Fig. VI. 13 Determinación de a_0 en función del número de golpes N (Alpan, 1964). (Ref. 16)

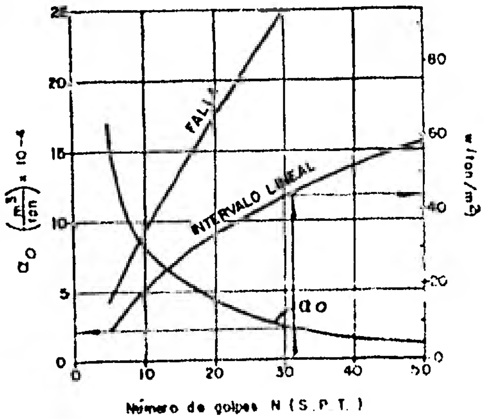


Fig. VI. 14 Relación entre el cociente a_B/a_0 y el ancho B del cimiento (Alpan, 1964). (Ref. 16)

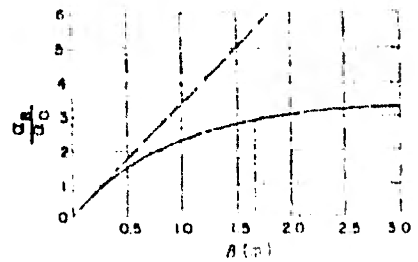
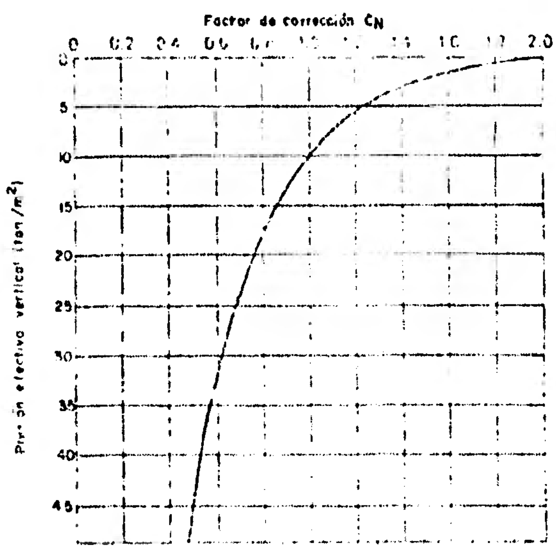


Fig. VI. 15 Factor de corrección por el efecto de la presión efectiva vertical, en el número de golpes N (Peck, Hanson y Thornburn 1974). (Ref. 17)



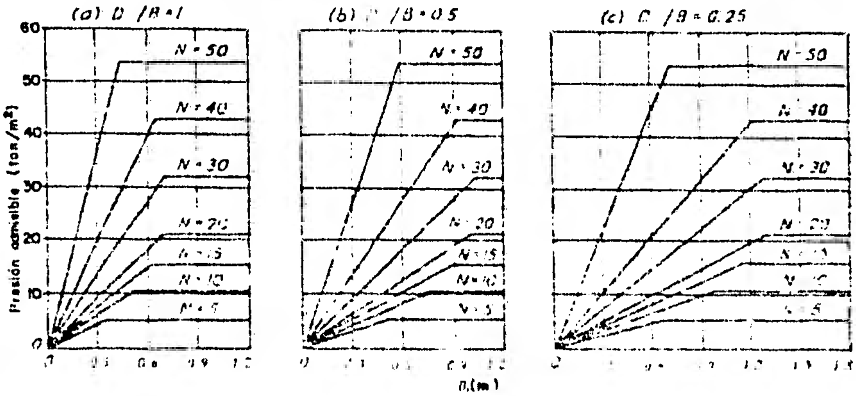


Fig. VI . 16 Correlación entre la presión admisible para un asentamiento de 2.5 cm en arena y el número de golpes N (Peck, Hanson y Thornburn, 1974). (Ref. 12)

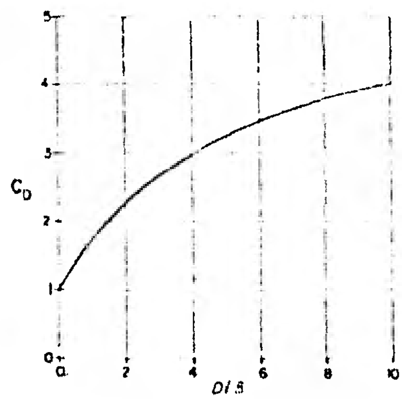
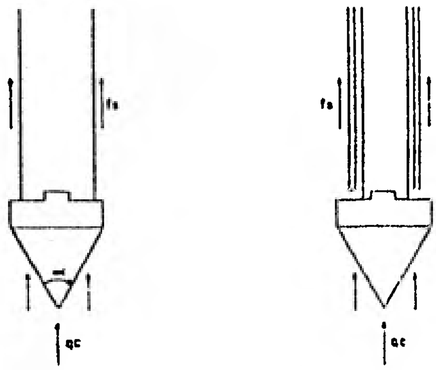


Fig. VI . 17 Factor de corrección por efecto de la excavación (Parry, 1971) (Ref. 16)

Fig. VI 18 Factor de corrección por espesor del estrato compresible de arena (Parry, 1971) (Ref. 16)



fs, Resistencia a la fricción lateral.

qc, Resistencia de punta.

Fig. VI . 19 Penetrómetros de presión
(Ref. 13)

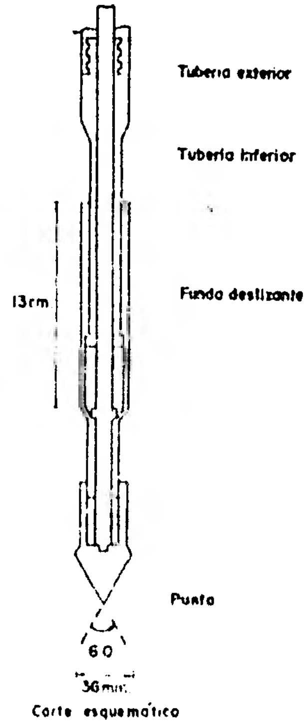


Fig. VI . 20 Penetrómetro Holandés
(Ref 13)

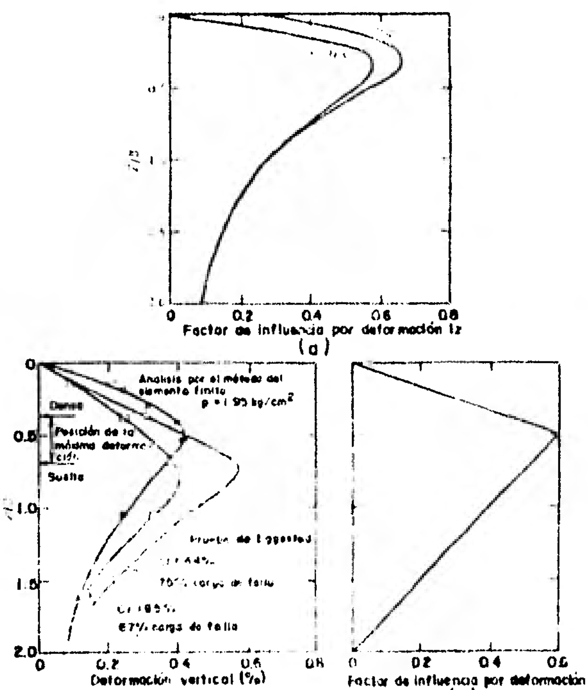
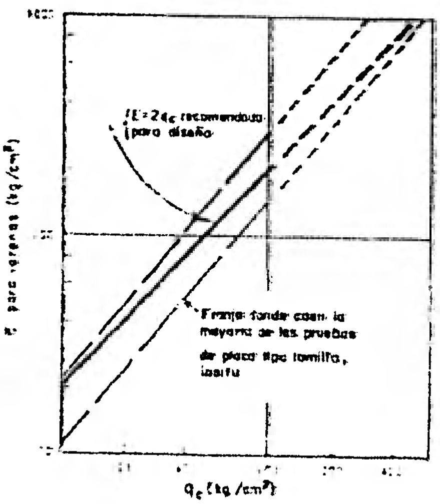


Fig. VI . 21 Distribución de deformación vertical para asentamientos de suelos no cohesivos. a) Distribución en un medio elástico, b) distribución en suelo no cohesivo a partir de modelos y de análisis; c) suponiendo una distribución 2B-0.6 (Schmertmann, 1970).
(Ref. 19)

Fig. VI . 22 Correlación entre q_c y E recomendado para diseño (Schmertmann, 1970) (Ref. 14)



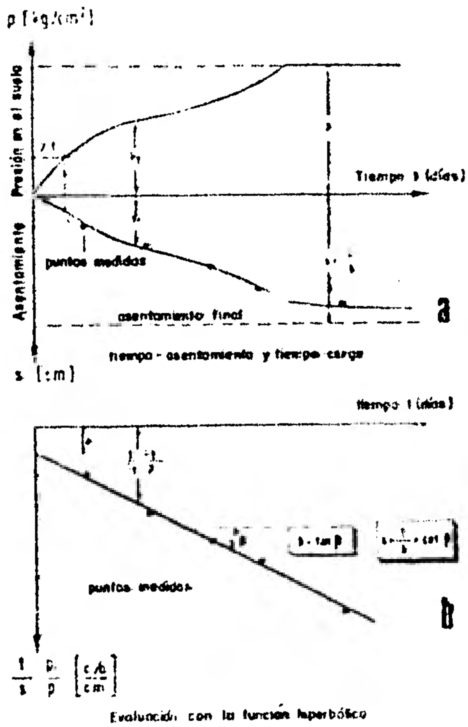


Fig. VI. 23 Extrapolación del asentamiento final de la cimentación. (Ref. 15)

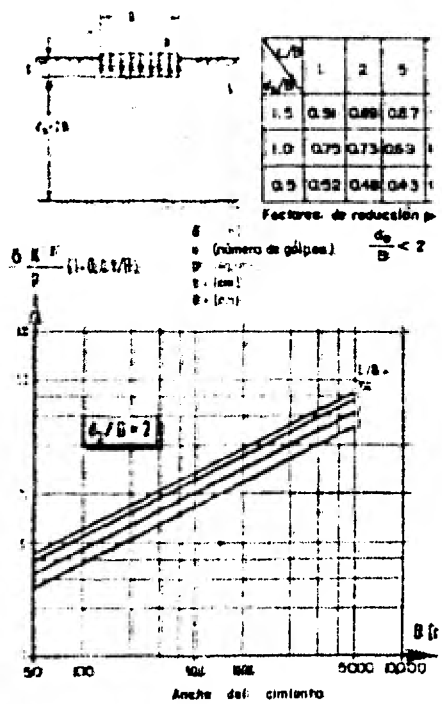


Fig. VI . 24 Determinación del parámetro $\frac{S\ N^{0.87}}{p}(1+0.4\,t/B)$ para el cálculo asentamientos (Schultze y Sherif, 1973) (Ref. 15)

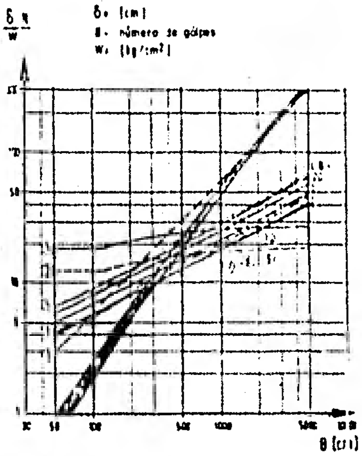


Fig. XI 25 Comparación entre el método de Schultze y Shenf con otros métodos (Ref. 15)

(1) Terzaghi y Peck (1948), Meyerhof (1956).

(2) Meyerhof (1965) = (1) X 2/3

(3) Schmertman (1970) $N = 5 q_c$

(4) Buisman (1944), De Beer (1965) ($N = 5\ q_c$; $p = 2\ kg/cm^2$; $\gamma = 2\ t/m^3$)

(5) = (1) corregido por Bazaraa (1967), $\gamma = 2\ t/m^3$

(6) = (2) corregido por Bazaraa (1967), $\gamma = 2\ t/m^3$

(7) a (8) Schultze y Sherif (1973), de la evaluación de asentamientos observados

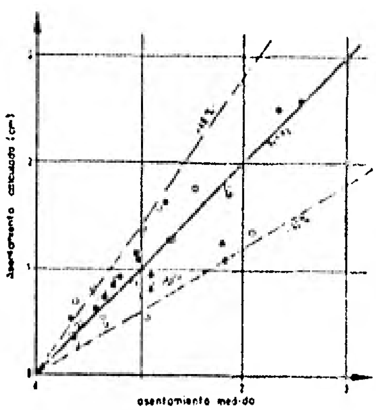


Fig. XI 26 Comparación entre el asentamiento medido y el calculado (Shultze y Sherif, 1973) (Ref. 15)

- • S P T (Aachen)
- □ C P T (Schmertmann)
- ○ C P T (Muhs)
- ▲ Otras estructuras
- ◻ S P T (D'Appolonia)

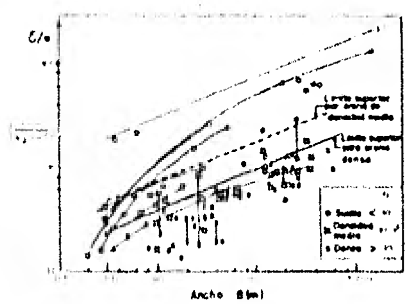


Fig. XI 27 Asentamiento observado en zapatas colocadas sobre arena de diferentes densidades (Ref. 3)

VII ASENTAMIENTO ADMISIBLE

El asentamiento admisible de una estructura, esto es, el asentamiento que puede tolerar, depende de varios factores; por ejemplo, el tipo de estructura, su altura, rigidez, finalidad de la misma, así como la forma, velocidad, causa y origen del asentamiento

Para un mejor entendimiento es importante hacer la siguiente distinción.

- Asentamiento total, puede causar daños a las instalaciones de servicio de la estructura (conducciones de gas, agua o alcantarillado).
- Vuelco o giro, resultado de la inclinación de la estructura. Puede ser muy notable en construcciones altas.
- Asentamiento diferencial, debido a la distorsión por esfuerzo cortante, puede ocasionar daños estructurales.

Algunos de los diversos tipos de asentamiento se ilustran en la Fig. VII.1

El ingeniero de cimentaciones, en una forma ideal, debería de ser capaz de predecir la magnitud del asentamiento diferencial, debido a vuelco o a distorsión angular, ρ/l , definida como el asentamiento diferencial entre dos puntos dividido por la distancia horizontal entre ellos, que la estructura puede tolerar, y así estimar el asentamiento diferencial que realmente ocurrirá en función de las cargas de la estructura y de las condiciones del terreno.

En la realidad es difícil, sino imposible, estimar la magnitud del asentamiento diferencial debido a la dificultad de tomar en cuenta la interacción de los elementos estructurales, la redistribución de cargas al irse asentando diferencialmente la estructura, y el factor tiempo. Por esta razón, las recomendaciones de límites tolerables de asentamiento han nacido de la observación in situ y de pruebas con grandes pórticos estructurales (Skempton y MacDonald, 1955). En una obra muy importante, suele merecer la pena hacer un estudio detallado del terreno para localizar las zonas de mayor o menor resistencia; investigando a fondo la relación entre los desplazamientos de la cimentación y las cargas de la estructura.

Usualmente, el asentamiento admisible se relaciona con el asentamiento máximo, dado que este último se puede estimar con cierta aproximación.

Skempton y MacDonald (1955) sugieren los siguientes límites de diseño para el asentamiento máximo:

Cimientos aislados sobre arcilla	65 mm
Cimientos aislados sobre arena	40 mm
Losa de cimentación sobre arcilla	65 a 100 mm
Losa de cimentación sobre arena	40 a 65 mm

Los límites menores establecidos para arenas se deben parcialmente al efecto del tiempo (asentamiento relativamente rápido) y el hecho de que los suelos granulares tienden a ser menos homogéneos que los arcillosos.

De igual manera Sowers (1962) da indicaciones de los asentamientos admisibles tomando en cuenta el tipo de movimiento que provoca el asentamiento, Tabla VII.1

Tabla VII.1 Asentamiento admisible (Ref. 10)

Tipo de movimiento	Factor limitativo	Asentamiento máximo
Asentamiento total	Drenaje	6-12 plg.
	Acceso	12-24 plg.
	Probabilidad de asentamiento no uniforme	
	Estructuras con muros de mampostería	1-2 plg.
	Estructuras reticulares	2-4 plg.
	Chimeneas, silos, placas	3-12 plg.
Inclinación o giro	Estabilidad frente al vuelco	Depende de la altura y el ancho
	Inclinación de chimeneas, torres	$0.004l$
	Rodadura de camiones, etc.	$0.01l$
	Almacenamiento de mercancías	$0.01l$
	Funcionamiento de máquinas - telares de algodón	$0.003l$
	Funcionamiento de máquinas — turbogeneradores	$0.0002l$
	Carriles de grúas	$0.003l$
	Drenaje de soleras	0.01-$0.02l$
Asentamiento diferencial	Muros de ladrillo continuos y elevados	0.0005-$0.001l$
	Factoría de una planta, fisuración de muros de ladrillo	0.001-$0.002l$
	Fisuración de revocos (yeso)	$0.001l$
	Pórticos de concreto armado	0.0025-$0.004l$
	Pantallas de concreto armado	$0.003l$
	Pórticos metálicos continuos	$0.002l$
	Pórticos metálicos sencillos	$0.005l$

Según Sowers, 1962.

Nota. l = distancia entre columnas adyacentes con asentamientos diferentes o entre dos puntos cualesquiera con asentamiento diferencial. Los valores más elevados son para asentamientos homogéneos y estructuras más tolerantes. Los valores inferiores corresponden a asentamientos irregulares y estructuras delicadas.

Bjerrum (1963 a), tomando en cuenta información adicional, propuso relacionar el asentamiento máximo con la distorsión angular.

En la Fig. VII.2 se ilustran los tipos de daños que se pueden esperar para varios valores de la distorsión angular.

La Fig. VII.3, obtenida por Bjerrum (1963 a), da los resultados correspondientes a cimentaciones sobre suelos granulares. En la parte a) se dan los valores observados de la distorsión angular, ρ/l, en función del asentamiento diferencial máximo. La curva dibujada comprende a la media de todos los puntos observados. La parte b) muestra la relación entre el asentamiento diferencial máximo y el asentamiento máximo. La línea trazada como envolvente superior indica que el asentamiento diferencial máximo puede ser igual al asentamiento máximo. En general, el asentamiento diferencial máximo es menor que el asentamiento máximo.

La aplicación de estas relaciones puede enfocarse desde dos puntos de vista. Primero, se estima el valor del asentamiento máximo esperado con cualquiera de los métodos aquí descritos, se obtiene la correspondiente distorsión angular y con este último dato se pueden indicar con la Fig. VII.2 los daños que pueden esperarse. Segundo, determinar inicialmente, en función de la naturaleza del edificio, la distorsión angular admisible; con las curvas se determinan el asentamiento diferencial máximo y el asentamiento máximo total admisible. El asentamiento calculado debe ser menor que este asentamiento admisible.

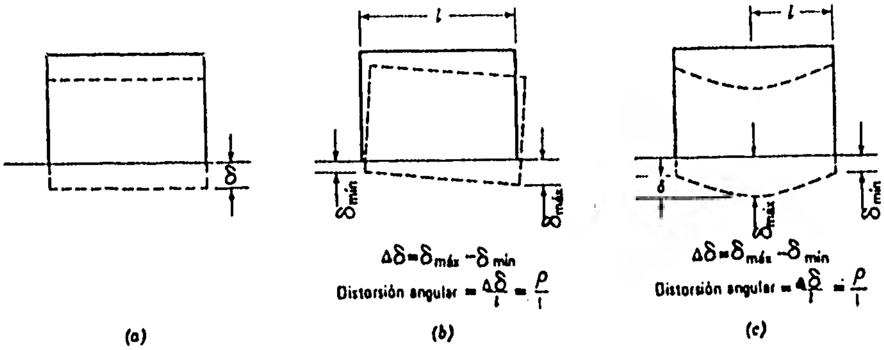


Fig. VII. 1 Tipos de asentamiento. a) Asentamiento uniforme. b) Vuelco. c) Asentamiento diferencial. (Ref. 10)

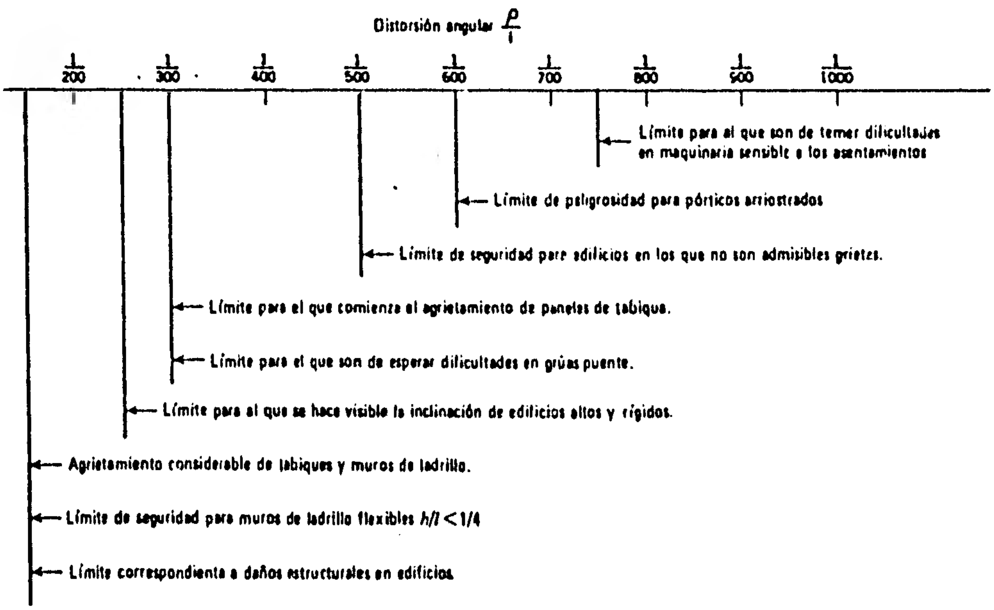


Fig. VII. 2 Distorsiones angulares límites (Según Bjerrum, 1963a). (Ref. 10)

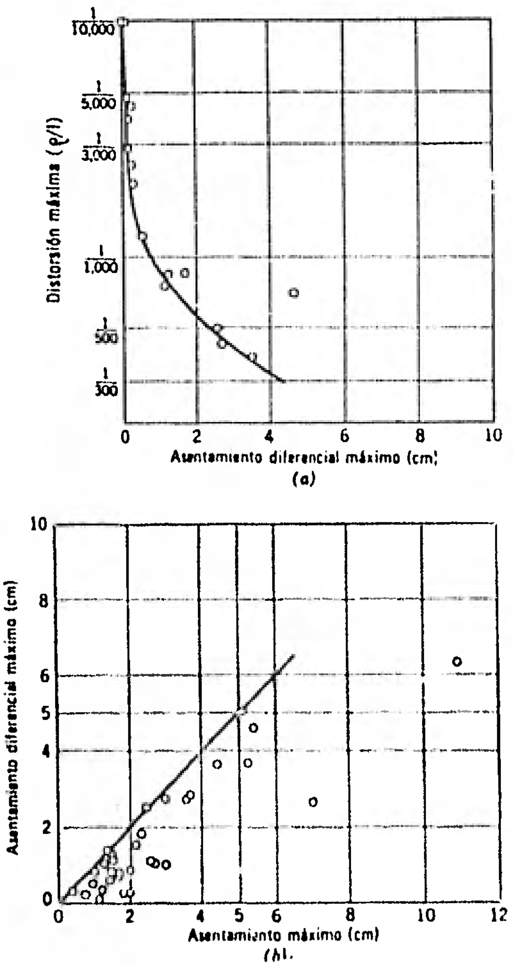


Fig. VII. 3 Asentamiento de estructuras cimentadas sobre arena (Según Bjerrum, 1963a y 1963b). (Ref. 10)

VIII. CONCLUSIONES

En base a lo expuesto en este trabajo, se pueden presentar las siguientes conclusiones y comentarios:

- Las deformaciones de un depósito de material granular sometido a un cierto sistema de esfuerzos, son el resultado de las deformaciones internas de cada partícula y de los movimientos relativos entre las mismas.

- Los estados de carga que se desarrollan sobre un suelo real, no coinciden exactamente con el comportamiento de las pruebas de laboratorio diseñadas para tales fines. Sin embargo, la información que proporcionan permite conocer las características esenciales de las relaciones esfuerzo-deformación en suelos granulares.

- Para los niveles de esfuerzos que suelen proporcionar los problemas comunes de ingeniería, la fracturación de las partículas carece de importancia. Al parecer, dicha fracturación se presenta a presiones que superan los 35 kg/cm^2.

- Para los problemas usuales de ingeniería, los efectos del tiempo en la compresión de las arenas no tienen mayor relevancia.

- Las relaciones esfuerzo-deformación del suelo se pueden definir ya sea en pruebas realizadas "in situ" por medio de las llamadas pruebas de carga, midiendo las deformaciones directamente en pruebas de laboratorio o recurriendo a los conceptos esta - blecidos por la teoría de la elásticidad.

- El módulo de Young, E, obtenido en suelos, es generalmente el módulo secante medido a partir de un esfuerzo desviador nulo hasta un esfuerzo desviador igual a 1/2 o 1/3 del valor máximo de dicho esfuerzo. El rango anterior cubre prácticamente la gama habitual de esfuerzos de trabajo en problemas de cimentaciones reales, en donde es común que se den factores de seguridad de 2 ó 3.

- Actualmente la recuperación de muestras inalteradas de suelo es algo difícil, por lo que algunos autores sugieren que para compensar de cierta manera la influencia de la perturbación de la muestra, el módulo E debe obtenerse a partir de pruebas realizadas con dos a cinco ciclos de carga y descarga.

- La obtención del módulo de deformación partiendo de los resultados de una prueba triaxial con ciclos carga-descarga y que permiten obtener una gráfica del tipo de la mostrada en la Fig. III.10 es bastante racional. Sin embargo, en la práctica este ensaye puede requerir, quizá, de un tiempo prolongado para su ejecución.

- El empleo de la teoría de la elasticidad para calcular el asentamiento de cimentaciones de comportamiento flexible o rígido, puede suponerse adecuado cuando se apliquen niveles bajos de esfuerzo, esto es, bajo condiciones de carga que aseguren altos factores de seguridad contra la falla. Esto es razonablemente cierto por ejemplo, para proyectos de cimentaciones donde el factor de seguridad es del orden de 3, pero es poco probable para terraplenes donde el factor de seguridad es del orden de 1.5.

- La influencia de factores tales como la no-linealidad, heterogeneidad y anisotropía del medio en que se distribuyen los esfuerzos inducidos por cargas superficiales, carece de importancia para casos prácticos en los que se emplee la solución de Boussinesq para obtener la distribución de esfuerzos verticales. Para el caso de esfuerzos horizontales es poco probable que la solución de Boussinesq proporcione estimaciones de precisión razonable.

- El método de laboratorio denominado "trayectoria de esfuerzos" ofrece un planteamiento teórico muy razonable. Pero existe una dificultad importante y que es la que se origina al muestrear los suelos y obtener elementos representativos del mismo. Por lo que, según la experiencia deben utilizarse los datos esfuerzo-deformación del segundo al quinto ciclo de carga para estimar los asentamientos.

- No existe evidencia alguna para sugerir que alguno de los métodos empíricos descritos, llámense pruebas de carga en placas o pruebas de penetración, proporcione en todos los casos una predicción precisa del asentamiento, no obstante esto, algunos de los métodos proporcionan en forma consistente estimaciones más correctas que otros.

- No existe un método confiable que permita extrapolar el asentamiento de una placa de dimensiones estandarizadas a el que sucederá a un cimiento real en la misma localidad.

- La correlación propuesta por Terzaghi y Peck(1948) para evaluar el asentamiento de una zapata de ancho B a partir de los datos de una prueba de placa estándar, debe emplearse con cautela. La Fig. VI.5 muestra la gran dispersión que puede presentar.

- Los asentamientos estimados utilizando los valores proporcionados por la prueba de penetración estándar (S.P.T.) y la correlación de Terzaghi y Peck (1948) conducen a resultados muy conservadores.

- Investigaciones recientes sugieren que una estimación razonable de la magnitud del asentamiento en suelos granulares puede obtenerse del promedio de los resultados de los métodos de Meyerhof (1965), en cualquiera de sus dos modalidades, es decir, con los resultados de la prueba S.P.T. o la C.P.T., el de Schmertmann (1970) y el de Peck y Bazaraa (1969).

- Las correlaciones existentes entre la prueba de penetración estándar (S.P.T.) con la estática de cono holandés (C.P.T.) deben emplearse con precaución, particularmente si el tamaño promedio de las partículas se incrementa.

- El objeto de este trabajo,como se mencionó al principio del mismo, fué el de presentar los procedimientos de cálculo de asentamientos de estructuras cimentadas sobre depósitos granulares. Y como se ha visto, tales procedimientos adolecen en mayor o menor medida de deficiencias de representatividad con el comportamiento real del suelo al ser sometido a un sistema de cargas. Pues bien, si ya estos inconvenientes originan una gran dispersión en los resultados obtenidos al aplicar los procedimientos mencionados, en que medida puede uno esperar estimaciones aproximadas al asentamiento real, si la influencia ineludible del comportamiento de la estructura que soportará el suelo no es tomada en cuenta. Quizá sea tiempo ya de reconciliar las partes responsables del asentamiento, la estructura y el suelo; ahora que han salido a la luz técnicas que hacen posible evaluar la interacción entre ambas partes.

R E F E R E N C I A S

1. Bobe R., C. Pietsch (1977):Settlement Calculation by a New Strength Theory. Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech., Tokyo, vol. 1.6.

2. Bowles J. E. (1977): Foundation analisis and design, McGraw-Hill Book Company.

3. Burland J. B., et al (1977): Behavior of Foundations and Structures, Tokyo.

4. Carrier W. D., J. T. Christian (1973): Rigid cirular plate resting on a non-homogeneous elastic half-space. Geotechnique 23.

5. Daniel. A.W.T., et al (1975): Stress-Strain Characteristics of Sand. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 101, No. GT5.

6. Egorov K.E., et al (1977): Soil Deformations Under Circular Footing. Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech., Tokyo, vol. 2.26.

7. El-Shoby M. A. (1969): Elastic Behavior of Sand. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 95, No. SM6.

8. Jorden E. E. (1977): Settlement in sand-methods of calculating and factors affecting. Ground Engineerign.

9. Juárez Badillo E., A. Rico Rodríguez (1974): Mecánica de Suelos, Tomos I y II, Limusa, México

10. Lambe T. W, R. V. Whitman (1979): Mecánica de Suelos, Limusa.

11. Newmark Nathan, Illinois Engineering Experiment Station. Boletín 367

12. Peck. R. B., W. E. Hanson, T. H.Thornburn (1974): Foundation Engineering, Wiley.

13. Petróleos Mexicanos (1976): Especificaciones Generales para Proyecto de Obras. México.

14. Schmertmann J. H. (1970): Static cone to compute static settlement over sand. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 96, No. SM3.

15. Schultze E, G. Sherif (1973): Prediction of settlements from evaluated settlement observations for sand. Proc. 8 th Int. Conf. Soil Mech., Moscow, vol. 2.36.

16. Simons N. E., B. K. Menzies (1976): A short course in foundation engineering, IPC Science and Technology Press.

17. Sutherland, H.B. (1975): Granular materials-State of the Art. Report. Proc. Conf. Settlement of Structures, Cambridge, Pentech Press, London.

18. Terzaghi K., R. B. Peck (1976): Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica, El Ateneo.

19. Winterkorn H.F., Hsaiy-Yang Fang (1975): Foundation Engineering Handbook, Cap. 4, Van Nostran- Reinhold.

20. Zeevaert L. (1973): Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions. Van Nostrand Reinhold.