

J7
29.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

“ANALISIS COMPARATIVO DE
ASENTAMIENTOS EN SUELOS
FRICCIONANTES”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

VICTOR DAVID MUÑOZ MEJIA



MEXICO, D. F.

1997

TESIS CON
FOLIA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-05295

Señor
VICTOR DAVID MUÑOZ MEJIA
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **M.L AGUSTIN DEMENEGHI COLINA**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

"ANALISIS COMPARATIVO DE ASENTAMIENTOS EN SUELOS FRICCIONANTES"

- I. INTRODUCCION
- II. PROPIEDADES DE SUELOS FRICCIONANTES
- III. CALCULO DE ASENTAMIENTOS UTILIZANDO DIFERENTES METODOS
- IV. COMPARACION DE RESULTADOS
- CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 9 de mayo de 1995.
EL DIRECTOR.



ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/GMP*nil

**A mis padres por su apoyo
incondicional**

INDICE

INTRODUCCION	1
I. PROPIEDADES DE SUELOS FRICCIONANTES	3
I.1 Suelo residual y transportado	3
I.2 Tamaño y forma de las partículas del suelo de grano grueso	3
I.3 Análisis mecánico o granulométrico	7
I.3.1 Uniformidad del suelo	7
I.4 Relaciones volumétricas y gravimétricas	8
I.4.1 Relaciones entre volúmenes y pesos	9
I.4.2 Pesos específicos o volumétricos	12
I.5 Sistema unificado de clasificación de suelos	13
II. CALCULO DE ASENTAMIENTOS UTILIZANDO DIFERENTES METODOS	14
II.1 Método 1	14
II.1.1 Aspectos generales	14
II.2 Ecuación constitutiva para el cálculo de deformaciones en los suelos	16
II.3 Deformaciones instantáneas en suelos fricciones	23
II.3.1 Integración de la ecuación constitutiva	23
II.3.2 Determinación de la deformación vertical en un suelo friccione	27
II.4 Método 2	37
II.4.1 Aspectos generales	37
II.4.2 Efecto que la depresión de la napa produce en estratos de arena	41
II.5 Método 3	48

II.5.1 Aspectos generales	48
II.6 Método 4	51
II.6.1 Aspectos generales	51
III. COMPARACION DE RESULTADOS	53
IV. CONCLUSIONES	54
BIBLIOGRAFIA	56

INTRODUCCION

El asentamiento es un factor importante por las siguientes razones, incluso aunque la falla no sea inminente: aspecto, condiciones de servicio y daños de la estructura.

Los asentamientos pueden alterar el aspecto de una estructura, provocando grietas en los muros exteriores y en los revocos de las paredes interiores. También pueden dar lugar a que una estructura se incline lo suficiente para que pueda apreciarse a simple vista su inclinación.

El asentamiento puede interferir con el servicio de una estructura en diversas formas; por ejemplo, las grúas y otros tipos de maquinaria pueden dejar de funcionar correctamente; las bombas y compresores pueden desajustarse; así como las conducciones de gas, o alcantarillado conectadas a la estructura y las unidades de seguimiento como el radar pierden precisión.

El asentamiento puede producir el fallo estructural de un edificio y su colapso, incluso aunque el factor de seguridad contra la falla por corte de la cimentación sea elevado.

Por estas razones en todo proyecto de ingeniería de cimentaciones es importante realizar estudios relativos al suelo, uno de los cuales es el análisis de asentamientos. En el presente trabajo se realizan cuatro análisis de un suelo friccionante propuesto.

El primer análisis considera una relación esfuerzo-deformación no lineal, la presión de confinamiento en la magnitud de las deformaciones en los suelos y una ecuación constitutiva general que se aplica a deformaciones instantáneas en suelos friccionantes.

El segundo análisis se basa en el uso de los resultados de los ensayos de penetración o de los ensayos de carga aplicados en arenas.

El tercer análisis emplea la ley de Hooke, una ecuación para obtener el módulo de elasticidad y una serie de valores que dependen de su compacidad relativa, estos para una arena.

El cuarto análisis se basa en una relación que fue obtenida en base a pruebas con arenas normalmente consolidadas.

Por último se hace una comparación de los resultados obtenidos y se observa cual fue el más eficiente.

I. PROPIEDADES DE SUELOS FRICCIONANTES

I.1 Suelo Residual y Transportado.

Sea cual fuere el origen de sus elementos los suelos los dividimos en dos grupos:

Suelos cuyo origen se debe al resultado de la descomposición física y química de las rocas, y suelos cuyo origen es orgánico. Entonces tenemos que si el producto de la descomposición de las rocas se encuentra todavía en el mismo lugar de origen, tenemos a un suelo residual; si ya no se encuentra en el mismo lugar de origen tenemos a un suelo transportado, cualquiera que halla sido el agente de transporte. El suelo orgánico se forma como consecuencia de la descomposición de los vegetales que se encuentran en el sitio.

I.2 Tamaño y forma de las partículas del suelo de grano grueso.

A las gravas y a las arenas se los llama suelos de grano grueso y pueden identificarse principalmente tomando como base el tamaño de las partículas.

Las partículas que tienen un tamaño aproximadamente mayor a 5 mm se clasifican como grava. Pero si el diámetro excede los 200 mm usualmente se le llama boleó.

Si los granos son visibles a simple vista, pero tienen un tamaño menor de 5mm el suelo se describe como arena. Este nombre se modifica todavía más dividiéndolo en gruesa, media o fina. En los Estados Unidos se ha adoptado la clasificación de la ASTM, como se muestra en la siguiente tabla.

Límites de los Tamaños de los Componentes del suelo Según la Clasificación de la ASTM (En Milímetros)	
Grava	Mayor de 4.75
Arena Gruesa	de 4.75 a 2.00
Arena media	de 2.00 a 0.425
Arena fina	de 0.425 a 0.075
Finos (mezclas de limo y arcilla)	Menores de 0.075

TABLA 1

Sin embargo también se dice que las arenas, gravas, ripios o cantos rodados son agregados sin cohesión de fragmentos angulares o redondeados, poco o no alterados, de rocas y minerales. Las partículas menores de 2 mm se clasifican como arena y las partículas mayores a los 2 mm hasta 15 ó 20 cm, se conocen como grava, ripio o canto rodado. Los fragmentos de rocas con diámetros mayores se conocen como piedras-bolas, piedras-bochas, rodados grandes y bolocós.

Una descripción un poco más completa de un suelo de grano grueso incluye además de la cantidad de material de cada orden de tamaño :

- La graduación
- La forma de las partículas
- La composición mineralógica
- La estructura y comportamiento

- La graduación permite definir a los suelos como bien graduados, bastante bien graduados, bastante uniformes, uniformes, y de granulometría discontinua. Los suelos bien graduados contienen una buena proporción de partículas de todos los tamaños, variando de gruesas a finas. En los suelos uniformes todas las partículas son aproximadamente del mismo tamaño. Los suelos de granulometría discontinua son mezclas de partículas de tamaño grueso uniforme y de partículas finas también de tamaño uniforme, faltando partículas de tamaño intermedio entre las gruesas y las finas. A todos los suelos que no están bien graduados, se los llama mal graduados.

- La forma de las partículas gruesas de un suelo influye en su compacidad y estabilidad del mismo.
- Si examinamos las partículas gruesas de un suelo a simple vista o con la ayuda de una lupa, se puede tratar de estimar el grado de meteorización. La presencia de materiales débiles, como lutitas y mica, también pueden tenerse en cuenta, ya que estos materiales pueden influir en la durabilidad o compresibilidad del suelo.
- Se conoce como estructura de un suelo a la ubicación, arreglo y orientación entre otros factores, de sus partículas. La estructura de los suelos gruesos es simple, llamándose así a aquella estructura en la que las partículas, se deben exclusivamente a la gravedad, esto es a su peso propio.

Existen una serie de factores que influyen en el comportamiento de un suelo grueso entre los que destacan los siguientes:

- Condiciones de drenaje (Saturación, nivel freático, etc.) en general, el efecto del agua sobre suelos gruesos es desfavorable, ya que disminuyen su resistencia al corte y aumenta su compresibilidad.
- Compacidad del suelo. Quizás esto sea el factor más importante, ya que un suelo compacto es mucho más útil que uno en estado suelto.
- Estratigrafía. Capas horizontales que lo forman.
- Resistencia individual o Dureza de los granos.
- Forma de los granos. Se conoce la forma equidimensional y la alargada, la redondez (redondeada o subredondeada), la angulosa y la subangulosa.
- Rugosidad de las partículas. Se consideran dentro de esta los movimientos entre los granos.
- Granulometría. Aquí se distinguen en general dos aspectos importantes, por un lado el tamaño de las partículas y por el otro la distribución granulométrica.

El proceso de separar un agregado de suelo en sus diferentes fracciones, cada uno consistente en granos de tamaños distintos, dentro de ciertos límites, se conoce con el nombre de análisis mecánico o análisis granulométrico.

1.3 Análisis mecánico o granulométrico.

El propósito del análisis mecánico o análisis granulométrico es determinar el tamaño de las partículas o granos que constituyen un suelo y fijar, en porcentaje de su peso total, la cantidad de granos de distintos tamaños que contiene. El método más directo para separar un suelo en fracciones de distinto tamaño consiste en hacerlo pasar a través de un juego de cribas. La malla que se usa más comúnmente en el campo o en el laboratorio es la No. 200 U.S. estándar, en la que la anchura de la malla es de 0.074 mm. Por esta razón se ha aceptado como la frontera estándar entre los materiales de grano grueso y los de grano fino.

Los resultados de los análisis mecánicos se representan usualmente por medio de una curva de distribución granulométrica. En esta gráfica las abscisas representan el diámetro de las partículas en milímetros en escala logarítmica, y las ordenadas el porcentaje P en peso de los granos menores que el tamaño indicado por la abscisa.

La forma de la curva es una indicación de la granulometría. Los suelos uniformes están representados por líneas casi verticales, y los suelos bien graduados por curvas en forma de S que se extiende a través de varios ciclos de escala logarítmica.

1.3.1 Uniformidad del Suelo.

Para obtener una medida de la uniformidad de un suelo, Allen Hazen (1892) propuso el coeficiente de uniformidad.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

donde:

D_{60} : Tamaño tal, que el 60%, en peso, del suelo, sea igual o menor.

D_{10} : Llamado Diámetro efectivo, se refiere a que el 10% de las partículas son más finas y el 90% más gruesas.

También como dato complementario, para definir la graduación, se define al coeficiente de curvatura del suelo con la expresión:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

donde:

D_{30} : Tamaño tal, que el 30% en peso del suelo, sea igual o menor.

1.4 Relaciones volumétricas y gravimétricas.

Un suelo, es un sistema de partículas cuyos espacios libres pueden estar parcial o totalmente llenos de agua, teniéndose de hecho, tres fases en juego: la sólida, la líquida y la gaseosa. Para identificar racionalmente los suelos y prever su posible comportamiento mecánico y facilitar la solución de los problemas que presentan, se han obtenido relaciones entre los pesos y volúmenes de las fases, siendo de gran importancia el estudio de las mismas. Se acostumbra idealizar a una muestra de suelo de la siguiente forma:

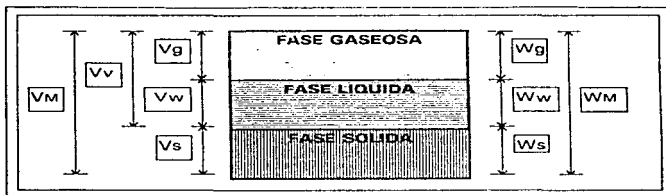


FIG 1 MUESTRA IDEALIZADA DE UN SUELO

En donde:

V_M = Volumen de la muestra.
 V_v = Volumen de vacíos.
 V_g = Volumen de gases (aire).
 V_w = Volumen de líquidos (agua).
 V_s = Volumen de sólidos.
 W_g = Peso de gases.
 W_w = Peso de líquidos.
 W_s = Peso de sólidos.
 W_M = Peso de la muestra.

1.4.1 Relaciones entre volúmenes y pesos.

- **Relación de vacíos.** Se denomina relación de vacíos, oquedad, o índice de poros a la relación entre volumen de vacíos y volumen de sólidos en un suelo. Su medida es adimensional, y teóricamente sus valores fluctúan de cero a infinito.

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

- **Porosidad.** Se llama porosidad de un suelo a la relación entre su volumen de vacíos y el volumen de su masa. Físicamente, la porosidad representa la cantidad de huecos que tiene una muestra. La porosidad de un suelo se expresa normalmente en porcentaje, y teóricamente sus valores van desde el 0 hasta el 100%.

$$n (\%) = \frac{V_v}{V_M} \times 100$$

- **Grado de saturación.** Esta es la relación entre el volumen de vacíos. El grado de saturación nos permite observar si un suelo es seco, parcialmente saturado o saturado de acuerdo a las siguientes consideraciones.

GRADO DE SATURACIÓN	TIPO DE SUELO
0 %	Suelo seco
1-99%	Suelo parcialmente saturado
100%	Suelo totalmente saturado

TABLA 2 GRADO DE SATURACION

Para calcular el grado de saturación de un suelo se aplica la siguiente expresión:

$$G_w (\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

- Contenido de agua. Resulta de relacionar el peso del agua entre el peso de la fase sólida de una muestra de suelo. Esta es una de las propiedades de más fácil determinación y que en gran forma nos ayuda a prever el posible comportamiento de un suelo. El contenido de agua o humedad de un suelo suele expresarse como un porcentaje y se calcula de acuerdo a la siguiente expresión:

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

- Compacidad Relativa. Para poder medir la compacidad de un manto, el Dr. K.Terzaghi introdujo una relación empírica, determinable en laboratorio, denominada compacidad relativa, definida mediante la expresión.

$$Cr = \frac{e_{máx} - e_{nat}}{e_{máx} - e_{mín}} \times 100$$

donde:

$e_{máx}$ = Relación de vacíos del suelo en su estado más suelto.

$e_{mín}$ = Relación de vacíos del suelo en su estado más compacto.

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

Esta compactación relativa presenta, de acuerdo a los diferentes grados de compactación de un suelo, tendencias a ser más grande mientras dicho suelo sea más compacto, siendo obviamente no mayor al 100%.

1.4.2 Pesos específicos o volumétricos.

- **Peso específico húmedo.** Es el cociente del peso total de la muestra entre el volumen de la misma.

$$\gamma = \frac{W_M}{V_M}$$

- **Peso específico seco.** Resulta de dividir el peso de los sólidos entre el volumen total de la muestra, es decir, se excluye el peso del agua.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_M}$$

I.5 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

Este sistema fue elaborado por Arthur Casagrande como una modificación y adaptación más general a su sistema de clasificación propuesto en 1942 para aeropuertos.

En la tabla del SUCS, los suelos de partículas gruesas y los suelos de partículas finas se distinguen mediante el cribado de material por la malla No. 200. Los suelos gruesos corresponden a los retenidos en dicha malla y los finos a los que pasan, y así un suelo se considera grueso si más del 50% de las partículas del mismo son retenidas en la malla No. 200, y fino si más del 50% de sus partículas son menores que dicha malla.

De acuerdo con el sistema unificado, los suelos de grano grueso se dividen en:

1. Grava y suelos gravosos.....(G)
2. Arena y suelos arenosos.....(S)

Las gravas y las arenas se dividen separadamente en cuatro grupos:

- a) Bien graduadas, material relativamente limpio.....(W)
- b) Material bien graduado, con excelente cementante arcilloso.....(C)
- c) Mal graduadas, material relativamente limpio.....(P)
- d) Materiales gruesos con finos, no comprendidos en los grupos anteriores...(M)

II. CALCULO DE ASENTAMIENTOS UTILIZANDO DIFERENTES METODOS

II.1 Método 1

II.1.1 Aspectos Generales.

Este es un método desarrollado por el profesor M.I. Agustín Deméneghi Colina y es un procedimiento para el cálculo de las deformaciones en los suelos, considerando una relación esfuerzo-deformación no lineal, así como el efecto de la presión de confinamiento en la magnitud de las deformaciones en los suelos. Se obtiene una ecuación constitutiva general y luego se aplica a deformaciones instantáneas en suelos friccionantes.

Dado un cierto suelo, su deformabilidad depende fundamentalmente de los dos siguientes factores: (a) su compacidad o consistencia, y (b) la presión de confinamiento a la que está sometido. El primer efecto es muy sencillo: al aumentar la compacidad o consistencia se incrementa la rigidez de la masa de suelo. La presión de confinamiento influye aumentando la rigidez de la masa de suelo; cabe aclarar que entendemos por presión de confinamiento a la presión isotropa que actúa sobre un elemento de suelo, la cual es igual en todas direcciones fig.1.

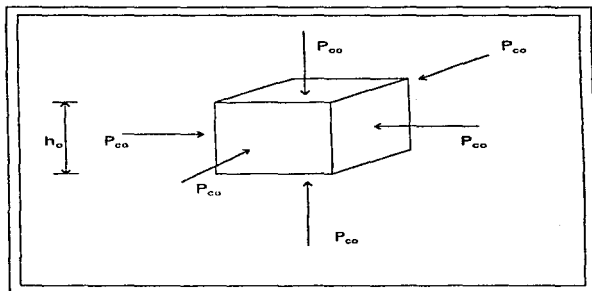


FIG 1 PRESION ISOTROPA P_{co}

También, las relaciones esfuerzo-deformación unitaria en los suelos son no lineales. Por lo tanto, se hace necesario desarrollar técnicas que tomen en cuenta los fenómenos anteriores, con el menor número posible de propiedades mecánicas. Es obvio que la ley de Hooke por sí sola no cumple con este propósito, pues supone una relación esfuerzo-deformación unitaria lineal, y que el módulo de Young (módulo de elasticidad) no depende de la presión de confinamiento.

Entonces este método toma en cuenta los factores anteriores, con el propósito de calcular las deformaciones de los suelos en función de propiedades que no dependan de la presión de confinamiento.

II.2 Ecuación constitutiva para el cálculo de deformaciones en los suelos.

Juárez Badillo (1965) es uno de los primeros investigadores que propone una ecuación constitutiva, en la que normaliza la deformación volumétrica y el esfuerzo de confinamiento, proponiendo la siguiente relación entre ellos:

$$\frac{dV}{V} = -\gamma \frac{d\sigma}{\sigma}$$

donde:

V = volumen de un elemento de suelo

σ = esfuerzo isótropo sobre el elemento de suelo

γ = coeficiente de Compresibilidad del suelo

Aun cuando la teoría de Juárez Badillo no toma en cuenta el efecto del esfuerzo desviador, se puede considerar como uno de los antecedentes más importantes para el estudio de la deformación en los suelos.

De acuerdo con los resultados experimentales tanto de laboratorio como de campo, la deformación de un suelo es directamente proporcional al incremento del esfuerzo desviador e inversamente proporcional al esfuerzo de confinamiento. Por lo tanto, una ecuación constitutiva debe comprender estos dos efectos. En los siguientes párrafos, apoyándonos en el concepto de normalización de las deformaciones y los esfuerzos, se presenta un procedimiento para tratar de resolver este problema, considerando además que la curva esfuerzo-deformación unitaria es no lineal.

Supongamos por un momento que la presión de confinamiento se mantuviera constante fig.1. Demos incrementos de esfuerzo σ_z , σ_x y σ_y fig.2.

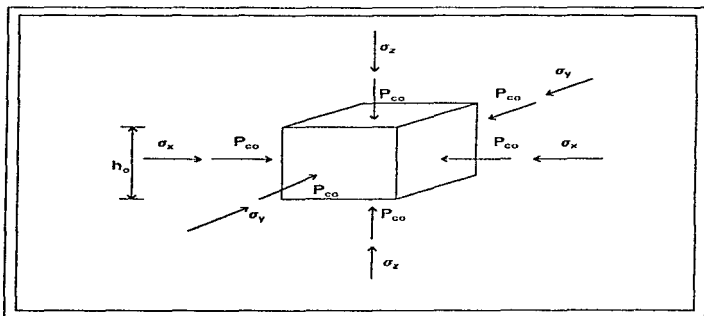


FIG 2 INCREMENTOS DE ESFUERZO σ_z , σ_x y σ_y SOBRE EL ELEMENTO

Podemos usar entonces una variante de la ley de Hooke para el cálculo de la deformación unitaria, es decir:

$$\varepsilon = \left[\frac{1}{A} \right] [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \quad (2-1)$$

donde $\left[\frac{1}{A}\right]$ es el coeficiente de proporcionalidad entre el esfuerzo desviador y la deformación unitaria, ν la relación de Poisson y r un exponente que depende del tipo de suelo.

Suponiendo que el espesor h_0 del elemento de suelo es suficientemente pequeño para que la relación del esfuerzo horizontal al esfuerzo vertical sea constante, se tiene que:

$$a_1 = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} \qquad a_2 = \frac{\sigma_y}{\sigma_z} \qquad (2.2)$$

es decir: $\sigma_x = a_1 \sigma_z$ $\sigma_y = a_2 \sigma_z$ (2.3)

Sustituyendo las ecuaciones 2.2 y 2.3 en la ec. 2.1

$$\varepsilon = \left[\frac{1}{A}\right] [\sigma_z - \nu(a_1 \sigma_z + a_2 \sigma_z)]^r$$

es decir:

$$\varepsilon = \left[\frac{1}{A}\right] \left\{ \sigma_z [1 - \nu(a_1 + a_2)] \right\}^r \qquad (2.4)$$

$$\epsilon = \left[\frac{1}{A} \right] (\sigma_x, \sigma_y) \quad (2.5)$$

siendo: $f = 1 - \nu (a_1 + a_2)$ (2.6)

Por otra parte, como se menciono anteriormente, la deformación es función inversa del esfuerzo de confinamiento. Veamos a continuación cómo se toma en cuenta este efecto.

Consideremos el elemento de la fig.1, sometido a una presión efectiva de confinamiento p'_{c0} . Dándose ahora incrementos de esfuerzo σ_z , σ_x y σ_y sobre el elemento, tal como se ilustra en la fig.2; estos incrementos de esfuerzo ocasionan que la presión de confinamiento p'_{c0} aumente en un valor $\Delta p'_c$, dando lugar a un nuevo valor de p'_c , que vale:

$$p'_c = p'_{c0} + \Delta p'_c \quad (2.7)$$

En términos generales se acepta que $\Delta p'_c$ es igual al incremento de esfuerzo normal en el plano octaédrico, o sea, que es igual al promedio de los incrementos de esfuerzo.

$$\Delta p'_c = \left[\frac{1}{3} \right] (\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y) = \left[\frac{1}{3} \right] \sigma_z + \left[\frac{1}{3} \right] (\sigma_x + \sigma_y)$$

Para fines prácticos podemos sustituir el valor de 1/3 por coeficientes, quedando el valor de $\Delta p'_c$ de la siguiente forma.

$$\Delta p'_c = b_1 \sigma_z + b_2 (\sigma_x + \sigma_y) \quad (2.8)$$

En donde, dada la experiencia actual $b_1 = 1/3$ y $b_2 = 1/3$ pero, de acuerdo con las ecuaciones 2.3

$$\sigma_x = a_1 \sigma_z \qquad \sigma_y = a_2 \sigma_z \qquad (2.3)$$

Sustituyendo las ecuaciones 2.3 en la ecuación 2.8

$$\Delta p'_o = b_1 \sigma_z + b_2 (a_1 \sigma_z + a_2 \sigma_z)$$

$$\Delta p'_o = [b_1 + b_2 (a_1 + a_2)] \sigma_z \qquad (2.9)$$

$$\Delta p'_o = c \sigma_z \qquad (2.10)$$

siendo $c = b_1 + b_2 (a_1 + a_2)$ (2.11)

Sustituyendo en la ecuación 2.7

$$p'_o = p'_{co} + c \sigma_z \qquad (2.12)$$

Si el suelo tiene cierta cohesión o cementación, tendrá una resistencia a la tensión P_t (bajo una presión efectiva igual a cero), la cual se puede interpretar como un confinamiento equivalente. Por lo tanto, la ecuación 2.12 se puede poner.

$$p'_c = p_t + b_3(p'_{c0} + c\sigma_r) \quad (2.13)$$

El coeficiente b_3 se agrega debido a que los efectos de p_t y de p'_{c0} en el comportamiento del suelo no son necesariamente iguales.

Con los resultados anteriores, podemos plantear una ecuación constitutiva general, en la que la deformación unitaria es directamente proporcional a la variante de la ley de Hooke dada por la ecuación 2.5, e inversamente proporcional a la presión de confinamiento p'_c dada por la ecuación 2.12, es decir (Deméneghi 1984).

$$\frac{dh}{h} = \frac{1}{A} \frac{(f\sigma_r)^r d(f\sigma_r)}{[p_t + b_3(p'_{c0} + c\sigma_r)]^s} \quad (2.14)$$

donde A es el módulo de rigidez del suelo, r y s son exponentes que dependen de la clase de suelo.

Se observa experimentalmente que el exponente r es del orden de 1 para la mayoría de los suelos, por lo que la ecuación 2.14 queda:

$$\frac{dh}{h} = \frac{1}{A} \frac{(f\sigma_r) d(f\sigma_r)}{[p_t + b_3(p'_{c0} + c\sigma_r)]^s} \quad (2.15)$$

$$\text{Sea} \quad p'_{c0} = p_t + b_3 p'_{c0} \quad (2.16)$$

$$\frac{dh}{h} = \frac{1}{A} \frac{(f\sigma_z)d(f\sigma_z)}{[p_{coe} + b_3 c\sigma_z]^S} \quad (2.17)$$

La ecuación 2.17 es una ecuación constitutiva general para el cálculo de deformaciones en los suelos. En el siguiente inciso se empleara para las deformaciones instantáneas en suelos friccionantes.

11.3 Deformaciones instantáneas en suelos friccionantes.

11.3.1 Integración de la ecuación constitutiva.

Un suelo friccionante (o granular) es aquel formado por partículas sólidas individuales, que se apoyan directamente unas sobre otras, formando una estructura simple cuya rigidez como masa aumenta con la presión de confinamiento. Son ejemplos de suelos granulares las gravas, las arenas y los limos no plásticos.

Dado un cierto suelo granular, su deformabilidad depende fundamentalmente de los dos siguientes factores: (a) su compactad, y (b) la presión de confinamiento a que está sometido. El primer efecto es muy sencillo: al aumentar la compactad se incrementa la rigidez de la masa de suelo. La presión de confinamiento influye aumentando la rigidez de la masa de suelo.

La deformación unitaria en un suelo friccionante está dada por la ecuación constitutiva obtenida en el inciso 11.2 (cc 2.17)

$$\frac{dh}{h} = \frac{1}{A} \frac{(f_{o, z}) d(f_{o, z})}{[p_{ce} + b_3 c_{o, z}]^s} \quad (3.1)$$

Donde $p_{ce} = p_t + b_3 p'_{co}$ (3.2)

En los suelos friccionantes se observa experimentalmente que $s \approx 1.5$, por lo que la ecuación 3.1 queda.

$$\frac{dh}{h} = -\frac{1}{A} \frac{(f\sigma_z)d(\sigma_z)}{[p_{cs} + b_3 c\sigma_z]^{1.5}} \quad (3.3)$$

Se procede a integrar esta ecuación. Al variar el esfuerzo vertical de 0 a σ_z , el elemento de suelo disminuye su espesor h del valor inicial h_0 al valor final h_f (fig 3). Por lo tanto, para hallar la deformación total del elemento debemos integrar la ecuación 3.3 de h_0 a h_f el primer miembro y de 0 a σ_z el segundo miembro.

$$\int_{h_0}^{h_f} \frac{dh}{h} = -\frac{1}{A} \int_0^{\sigma_z} \frac{(f\sigma_z)d(\sigma_z)}{[p_{cs} + b_3 c\sigma_z]^{1.5}}$$

$$\frac{h_f}{h_0} = \exp \left\{ -\frac{2}{A} \left(\frac{f}{cb_3} \right)^2 \left[(p_{cs} + cb_3 \sigma_z)^{0.5} + \frac{p_{cs}}{(p_{cs} + cb_3 \sigma_z)^{0.5}} - 2p_{cs}^{0.5} \right] \right\} \quad (3.4)$$

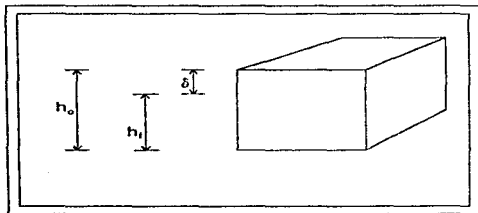


FIG 3 DEFORMACION DEL ELEMENTO

Se le llama δ a la deformación vertical del elemento (fig 3).

$$\delta = h_o - h_f \qquad h_f = h_o - \delta$$

Dividiendo entre h_o

$$\frac{h_f}{h_o} = 1 - \frac{\delta}{h_o} = 1 - \epsilon \qquad (3.5)$$

donde ϵ es la deformación unitaria vertical del elemento, definida como δ entre h_o

$$\epsilon = \frac{\delta}{h_o} \qquad (3.6)$$

Sustituyendo las ecuaciones 3.5 y 3.6 en la ecuación 3.4, y despejando ϵ

$$\epsilon = 1 - \exp \left\{ -\frac{2}{A} \left(\frac{f}{cb_3} \right)^2 \left[(p_{ov} + cb_3 \sigma_v)^{0.65} + \frac{p_{ov}}{(p_{ov} + cb_3 \sigma_v)^{0.65}} - 2p_{ov}^{0.65} \right] \right\} \qquad (3.7)$$

La ecuación 3.7 da la deformación unitaria de un material friccionante. Se ha observado que representa bastante bien el fenómeno en suelos en estado compacto, mientras que en suelos en estado suelto subestima ligeramente la influencia de la presión de confinamiento. Para que la ecuación 3.7 se acerque un poco más a la realidad se puede emplear un factor de ajuste dado por la siguiente expresión

$$FA = \frac{1}{\left[1 + \alpha \ln \left(1 + \frac{p_{ov}^{\alpha}}{\beta} \right) \right]} \qquad (3.8)$$

donde p'_{em} es la presión efectiva media de confinamiento, la cual, utilizando la ecuación 2.10, y tomando en cuenta una cierta cohesión o cementación del suelo, está dada por

$$p'_{em} = p_1 + b_4 \left[p'_{co} + \left(\frac{1}{2} \right) \Delta p'_c \right] = p_1 + b_4 \left[p'_{co} + \frac{c\sigma_z}{2} \right] \quad (3.9)$$

b_4 es un coeficiente que depende de las diferentes influencias que pueden tener p_1 y p'_{co} en el comportamiento del material, mientras que α y β son propiedades que son función del tipo de suelo.

La deformación unitaria queda:

$$\varepsilon = \left\{ 1 - \exp \left[- \frac{2}{A} \left(\frac{f}{cb_3} \right)^2 \left[(p'_{co} + cb_3\sigma_z)^{0.5} + \frac{p'_{co}}{(p'_{co} + cb_3\sigma_z)^{0.5}} - 2p'_{co} \right] \right] \right\} (FA) \quad (3.10)$$

Tomando en cuenta que $\varepsilon = \frac{\delta}{h_o}$

$$\delta = \left\{ 1 - \exp \left[- \frac{2}{A} \left(\frac{f}{cb_3} \right)^2 \left[(p'_{co} + cb_3\sigma_z)^{0.5} + \frac{p'_{co}}{(p'_{co} + cb_3\sigma_z)^{0.5}} - 2p'_{co} \right] \right] \right\} (FA)(h_o) \quad (3.11)$$

La ecuación 3.11 da la deformación vertical de un elemento de suelo friccionante de espesor h_o . Podemos observar que existen varios parámetros que influyen en este fenómeno, estando entre los más importantes los siguientes:

El módulo de rigidez no lineal A, el cual mide la rigidez de la masa de suelo: a medida que el material es más rígido (menos deformable), el valor de A es mayor.

Los coeficientes α y β . Se observa experimentalmente que en suelos friccionantes $\beta \cong 0.7 \text{ kg/cm}^2$. Cuando estos se encuentran en estado suelto $\alpha \cong 0.7$, mientras que si se encuentran en estado compacto $\alpha \cong 0$.

II.3.2 Determinación de la deformación vertical en un suelo friccionante.

Con el procedimiento del inciso anterior, se puede hallar la deformación vertical que sufre un suelo friccionante en el campo. La expresión que se aplica es la ecuación 3.11, tomando estratos (o substratos) de suelo de pequeño espesor h_o . A continuación se muestran las expresiones necesarias para el uso de dicha ecuación.

$$\delta = \left\{ 1 - \exp \left[-\frac{2}{A} \left(\frac{f}{cb_3} \right)^2 \left[(p_{ce} + cb_3 \sigma_z)^{0.5} + \frac{p_{ce}}{(p_{ce} + cb_3 \sigma_z)^{0.5}} - 2p_{ce}^{0.5} \right] \right] \right\} (FA)(h_o) \quad (3.11)$$

$$p_{ce} = p_c + b_3 p'_{c0} \quad (3.12)$$

$$FA = \frac{1}{\left[1 + \alpha \ln \left(1 + \frac{p'_{cm}}{\beta} \right) \right]} \quad (3.13)$$

$$p'_{cm} = p_t + b_4 \left\{ p'_{co} + \frac{c\sigma_x}{2} \right\} \quad (3.14)$$

$$a_1 = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} \quad a_2 = \frac{\sigma_y}{\sigma_z} \quad (3.15)$$

$$c = b_1 + b_2(a_1 + a_2) \quad (3.16)$$

$$f = 1 - \nu(a_1 + a_2) \quad (3.17)$$

Cabe aclarar que para determinar p'_{co} se hace la hipótesis de que ésta es igual al esfuerzo en el plano octaédrico.

$$p'_{co} = \left[\frac{1}{3} \right] (p'_{xo} + p'_{yo} + p'_{zo}) \quad (3.18)$$

donde p'_{xo} , p'_{yo} y p'_{zo} son las presiones efectivas iniciales debidas a peso propio del suelo.

Considerando que $p'_{zo} = p'_{yo} = K_o p'_{xo}$

donde $K_o =$ coeficiente de presión de tierras en reposo

queda

$$p'_{co} = \frac{(1+2K_o)p'_{ps}}{3}$$

(3.19)

Para tener una idea mas general, en la tabla 3 se presentan valores aproximados de los módulos que aparecen en la ecuación 3.11, aplicables a suelos granulares, en función del número de golpes N de la prueba de penetración estándar y de la presión del cono, los cuales deben utilizarse únicamente para fines preliminares de análisis. Cabe aclarar que el valor de p_i en las ecuaciones 3.12 y 3.14 es nulo para suelos granulares.

TABLA 3
VALORES APROXIMADOS DE PROPIEDADES DE DEFORMACIÓN EN
SUELOS FRICCIONANTES

Estado	Densidad relativa	N	q_s cono kg/cm^2	A $(\text{t/m}^2)^{0.5}$	A $(\text{kg/cm}^2)^{0.5}$	α	K_p	ν
Muy suelto	<0.2	<4	<20	<50	<15	>0.7	0.55	0.33
Suelto	0.2-0.4	4-10	20-40	50-150	15-45	0.7-0.6	0.50	0.30
Medianamente Compacto	0.4-0.6	10-30	40-120	150-1000	45-315	0.6-0.3	0.45	0.27
Compacto	0.6-0.8	30-50	120-400	1000-2200	315-695	0.3-0	0.40	0.26
Muy compacto	>0.8	>50	>400	>2200	>695	0	0.35	0.25

Coeficientes adicionales

b_1	b_2	b_3	b_4	μ_1 t/m^2	β t/m^2	β kg/cm^2
1/3	1/3	1.0	1.0	0	7	0.7

$$1(\text{t/m}^2)^{0.5} = 0.3162(\text{kg/cm}^2)^{0.5}$$

En la práctica resulta necesario determinar las propiedades de deformación mediante pruebas de campo o laboratorio. Para el caso de ensayos de laboratorio, los módulos A y α se obtienen a partir de pruebas triaxiales de deformación. En efecto, de la ecuación 3.10 despejamos A

$$A = \frac{-2 \left[\frac{f}{cb_3} \right]^2 \left[(p_{cs} + cb_3 \sigma_z)^{0.5} + \frac{p_{cs}}{(p_{cs} + cb_3 \sigma_z)^{0.5}} - 2p_{cs}^{0.5} \right]}{\ln(1 - \varepsilon/FA)} \quad (3.20)$$

El procedimiento que se emplea es el siguiente: se supone un valor de α y se calculan las magnitudes de A para las diferentes etapas de la prueba triaxial de deformación; se obtiene la media A de estas magnitudes, y se calcula para cada etapa el valor absoluto de la diferencia de A menos la media A; se obtiene la suma de los valores absolutos así obtenidos. El proceso anterior se repite dando diferentes valores de α , hasta que el cociente de la suma de los valores absolutos entre la media A es mínimo. El valor de α que hace mínimo este cociente es la magnitud de α de este suelo, mientras que la media A correspondiente a esta condición es igual al módulo A del suelo.

En la tabla 4 se presentan valores numéricos de la relación de Poisson (Zeevaert 1973).

TABLA 4

RELACION DE POISSON (Zeevaert 1973)	
Tipo de suelo	Relación de Poisson, ν
Polvo volcánico suelto	0.3
Limos compactos, sedimento eólicos finos Sedimentos volcánicos semicompactos Aluviones finos	0.3 a 0.25
Arena, limos compactos, suelos aluviales Sedimentos compactos bien graduados	0.25
Arena con grava, sedimentos aluviales compactos, cementados y bien graduados	0.25

Los incrementos de esfuerzo σ_x , σ_y y σ_z se pueden calcular con las siguientes expresiones, que sirven para determinar los esfuerzos normales verticales bajo la esquina de un rectángulo sometido a una carga uniforme q aplicada en la superficie.

Para σ_z (Damy 1985)

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2+z^2} + \frac{1}{y^2+z^2} \right) \frac{xyz}{A} + \text{angtan} \frac{xy}{zA} \right] \quad (1)$$

Para σ_x y σ_y (Dashkó y Kagán 1980)

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{[x^2+z^2]A} - \text{angtan} \frac{zA}{xy} + (1-2\nu) \left[\text{angtan} \frac{y}{x} - \text{angtan} \frac{yA}{xz} \right] \right] \quad (2)$$


$$\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(y^2+z^2)A} - \text{angtan} \frac{zA}{xy} + (1-2\nu) \left[\text{angtan} \frac{x}{y} - \text{angtan} \frac{xA}{yz} \right] \right] \quad (3)$$

$$A = (x^2 + y^2 + z^2)^{3/2} \quad (4)$$

A continuación aplicamos el método de análisis no lineal de deformaciones en suelos granulares, para el siguiente ejemplo:

Se trata de un estrato homogéneo de arena con un peso volumétrico $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$. La zapata tiene las dimensiones siguientes: ancho = 3.9 m, longitud = 4.6 m, nivel de desplante $D_f = 1.6 \text{ m}$, presión media de contacto $q = 15.6 \text{ t/m}^2$

La estratigrafía propuesta es la siguiente:

ESTRATO	PROFUNDIDAD m		
	0		
		$q = 15.6 \text{ t/m}^2$	
1	1.6		N = 21golpes
2	3.6		N = 52golpes
3	5.9		N = 38golpes
4	7.7		N = 21golpes
5	9.6		N = 56golpes
6	10.6		N = 47golpes

Como se cuenta con el número de golpes N de la prueba de penetración estándar, de la tabla 3 podemos determinar las propiedades del subsuelo mediante interpolación, como se indica a continuación:

Estrato	N	A (t/m^2) ^{0.5}	α	K_o	ν
2	52	2200	0	0.35	0.25
3	38	1480	0.18	0.40	0.26
4	21	617.5	0.435	0.45	0.27
5	56	2200	0	0.35	0.25
6	47	2020	0.045	0.40	0.26

La deformación de cada estrato se obtiene usando la ecuación 3.11, calculando los esfuerzos debidos a peso propio del suelo y los debidos a la carga de la zapata, a la mitad de cada estrato. En la siguiente tabla se presenta la determinación del asentamiento de la zapata. Los incrementos de esfuerzo σ_z , σ_x y σ_y se hallan empleando las ecuaciones (1) a (4).

Estrato	h_o cm	p_{zo} t/m^2	p_{co} t/m^2	σ_z t/m^2	σ_x t/m^2	σ_y t/m^2	a_1	a_2
2	200	4.68	2.65	14.62	4.38	4.68	0.30	0.32
3	230	8.55	5.13	4.42	-0.08	-0.12	-0.02	-0.03
4	180	12.2	7.75	2.48	-0.08	-0.12	-0.03	-0.05
5	190	15.6	8.82	1.62	-0.16	-0.04	-0.10	-0.02
6	100	18.2	10.91	1.22	-0.09	-0.09	-0.07	-0.07

Estrato	c	f	p_{cm_2} t/m ²	δ cm
2	0.54	0.85	6.60	0.359
3	0.32	1.01	5.83	0.094
4	0.31	1.02	8.13	0.030
5	0.29	1.03	9.06	0.004
6	0.29	1.04	11.08	0.001
			suma	0.488

Los valores de la tabla se obtienen usando las ecuaciones 3.11 a 3.19. p'_{zo} es la presión efectiva vertical (o presión total vertical, ya que en este problema son iguales) a la mitad del estrato, debido a peso propio del suelo.

$$p'_{cr} = \left[\frac{1+2K_o}{3} \right] p'_{zo}$$

Con este procedimiento se obtiene un asentamiento de la zapata de 0.488 cm, para una carga de 15.6 t/m².

Presión de contacto kg/cm ²	Asentamiento cm
1.56	0.488

II.4 Método 2

II.4.1 Aspectos Generales.

El asentamiento de una zapata apoyada en arena seca o en arena húmeda depende principalmente de la densidad relativa de la arena y del ancho de la zapata, la determinación directa de la densidad relativa de arenas es difícil y lenta. Por ello, en la práctica, la densidad relativa se estima utilizando medios indirectos, como los ensayos de penetración y los ensayos de carga.

Los resultados que arrojan estos ensayos dependen no sólo de la densidad relativa de la arena sino también de numerosos factores, como la forma de los granos y su granulometría, de modo que, estrictamente hablando, para evaluarlos se requerirían en cada caso ensayos de calibración. Sin embargo, ensayos de este tipo, que permitan establecer la relación entre los resultados de ensayos de carga o de penetración y la densidad relativa, raramente pueden practicarse en trabajos de rutina, y además aun cuando se efectúen a conciencia, la variabilidad de la mayoría de los depósitos naturales de arena suele interponer dudas con respecto a la amplitud de la validez de las conclusiones.

Esta circunstancia ha conducido al desarrollo de procedimientos semiempíricos para estimar los asentamientos de zapatas apoyadas en arena, los que se basan en el uso de los resultados de los ensayos de penetración o de los ensayos de carga.

El procedimiento usado más comúnmente para investigar las características de los depósitos de arena es el ensayo de penetración normal. Aun cuando el procedimiento es muy crudo e involucra mucha incertidumbre, los resultados que arroja constituyen una base mucho más segura para estimar la presión admisible del suelo que las tablas de los códigos o los resultados de unos pocos ensayos de carga convencionales.

Para determinar la presión admisible en función de los resultados de ensayos normales de penetración es necesario estimar primero en forma aproximada el ancho B de la zapata más grande. Entre la cota de fundación y la profundidad B , a contar de la misma, debe realizarse un ensayo de penetración cada 100 cm de profundidad. El término medio de los N de esta zona indica la densidad relativa de la arena situada dentro de la profundidad activa. Si los ensayos realizados en distintas perforaciones proporcionan diferentes valores de N , para determinar la presión admisible debe utilizarse el menor de los términos medios.

Una vez determinado el valor de N , la presión admisible se obtiene por medio de la figura 4, en el cual las curvas representan la relación entre el ancho B de la zapata y la presión del suelo que produce un asentamiento de la misma igual a 2.5 cm, siempre y cuando la zapata descansa sobre una arena para la cual el número de golpes N tenga el valor indicado en la curva que se utiliza. Si N tiene un valor intermedio entre aquellos para los cuales se han dibujado curvas, la presión admisible puede obtenerse por interpolación lineal.

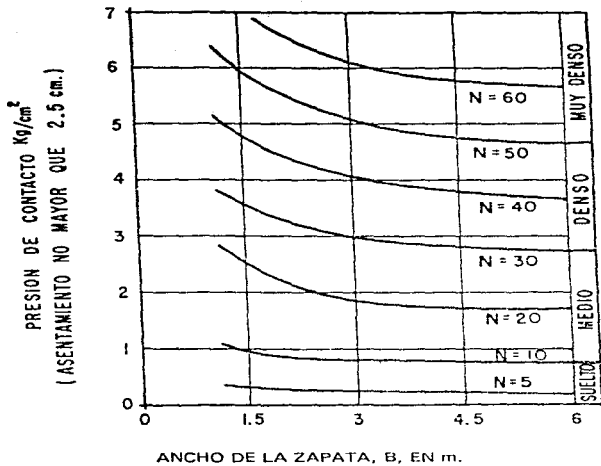


Fig.4 Presión de contacto correspondiente a asentamientos de 2.5 cm (1") para zapatas en arena.

La figura anterior fue elaborada por Terzaghi y Peck (1948) con respecto a la relación entre el número de golpes N , necesarios para hincar la cuchara partida 30 centímetros, el comportamiento de fundaciones reales en arena, los resultados de ensayos superficiales de carga y la ecuación $S = S_1 \left[\frac{2B}{B+30} \right]^2$ en cm.

Esta ecuación fue obtenida en base a una curva en la que en su eje de abscisas tiene la relación aproximada entre el ancho B de una zapata en arena y en su eje de ordenadas el cociente S/S_1 que se refiere al asentamiento S de una zapata de ancho B y el asentamiento S_1 de un plato de 30 cm de ancho sometido a la misma presión unitaria.

Los datos empíricos para la construcción de esta curva se derivaron de ensayos de carga sobre áreas pequeñas, realizados sobre arena compactada artificialmente; de ensayos de carga efectuados en estratos de arena homogénea y de mediciones de asentamientos de edificios. En la misma, S_1 es el asentamiento de un área de 30X30 cm bajo una carga dada q por unidad de área, y S el asentamiento bajo la misma presión unitaria de una zapata de ancho B .

Si B es el ancho de la zapata más grande de una estructura, y si todas las zapatas se dimensionan en función de la presión admisible que corresponde al ancho B , el asentamiento máximo de la fundación no excederá de 2.5 cm y el asentamiento diferencial del 75 por ciento de dicho valor, es decir, que no alcanzará a dos centímetros.

Cuando el subsuelo está compuesto de grava, o de arena que contiene partículas grandes de grava, el número de golpes necesarios para hincar la cuchara no puede ser considerado como indicativo del grado de compactación del suelo. No obstante, las propiedades de estos suelos son tan variables como las de la arena. En efecto, una mezcla compacta de arena y grava es menos compresible que una arena muy densa, mientras que la compresibilidad de una grava suelta puede ser tan grande como la de una arena de densidad apenas mediana. Por ello, para evitar una sobreestimación de la presión admisible de una grava deben efectuarse varias excavaciones que interesen las capas situadas dentro de la profundidad activa y estimar el grado de compactación del material en función de su apariencia, estabilidad y resistencia a la excavación. Si la presión admisible de la grava se supone igual a la de la arena a la misma densidad relativa, la figura 4 proporciona valores conservativos para la misma.

II.4.2 Efecto que la depresión de la napa produce en estratos de arena.

Toda vez que se practica una excavación a cielo abierto por debajo del nivel de la napa siguiendo un método que no sea la hincada de un cilindro con aire comprimido o la excavación bajo agua, la napa debe ser temporalmente deprimida. Al bajar la napa se aumenta la carga que actúa sobre el subsuelo en una cantidad proporcional a la altura deprimida, o igual a la diferencia entre el peso del suelo drenado (sólido más humedad del suelo) y el peso del mismo suelo sumergido. El aumento de carga causa una compresión del subsuelo, y esto se traduce en un asentamiento, que en cada punto es aproximadamente proporcional al descenso del nivel piezométrico en dicho punto. Para un descenso dado de la napa, el asentamiento depende de la compresibilidad del subsuelo.

Cuando se drena arena que no contiene ninguna capa de arcilla, se aumenta la presión efectiva, pero, a menos que la arena sea muy suelta, el asentamiento resultante es generalmente pequeño. Sin embargo, si la napa se deprime y eleva periódicamente, el asentamiento puede llegar a ser importante, pues, cada vez que se produce un aumento temporario de la presión efectiva, el asentamiento sufre un incremento. Este fenómeno puede demostrarse con ensayos de laboratorio sobre arena lateralmente confinada. La magnitud del incremento del asentamiento disminuye con el número de ciclos y tiende a cero, pero el asentamiento total es muchas veces mayor que el producido por el primer ciclo. Cuanto más suelta es la arena, mayor es el asentamiento.

Mientras se construye, las fluctuaciones de la napa deprimida para una excavación son generalmente insignificantes; así que, si la depresión de la napa causa asentamientos grandes y la arena no es suelta, éstos deben probablemente tener una causa que no es precisamente el aumento del peso efectivo de la parte drenada del estrato de arena. La causa más común proviene de bombear sin mayor cuidado desde sumideros, en estos casos se forman uno o más conductos subterráneos como consecuencia de la erosión retrógrada, que tienen su origen en manantiales que descargan a una zanja. Asimismo, el asentamiento producido por la erosión conduce a la formación de pequeñas depresiones en la superficie, depresiones que aumentan a medida que las mismas se alejan del punto de origen de los manantiales. Los asentamientos de este tipo pueden evitarse drenando por bombeo desde pozos filtrantes, o bien disponiendo un filtro de revestimiento en el sumidero.

Para arenas no sumergidas o para casos en el que el nivel freático se encuentre a una profundidad B, ancho de zapata, o mayor respecto al nivel de desplante, Peck, Hanson y Thornburn proporcionan gráficas empíricas para obtener la presión de contacto correspondiente a un hundimiento de 2.5 cm (1"), para diferentes anchos de cimiento y distintas compacidades de la arena, obtenidas por la prueba estándar de penetración.

Aplicamos este método utilizando los datos siguientes:

La zapata tiene las dimensiones siguientes: ancho = 3.9 m, longitud = 4.6 m,
nivel de desplante $D_1 = 1.6$ m.

ESTRATO	PROFUNDIDAD m		
1	1.6	↓ ↓ ↓ ↓	N = 21golpes
2	3.6		N = 52golpes
3	5.9		N = 38golpes
4	7.7		N = 21golpes
5	9.6		N = 56golpes
6	10.6		N = 47golpes

Obtenemos el promedio pesado del número de golpes N:

Estrato	Número de golpes N
2	52
3	38
4	21
5	56
6	47
Promedio pesado	42.51

Con el promedio pesado, el ancho B de 3.9 m de la zapata y la figura 4, encontramos la presión de contacto correspondiente al asentamiento de 2.5 cm (1") para zapatas en arenas, como se muestra a continuación.

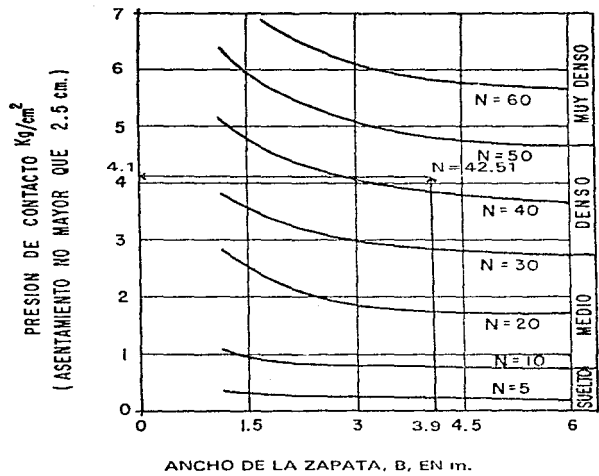


Fig. 5

En la figura 5, se obtiene una presión de contacto de 4.1 kg/cm² correspondiente a un asentamiento no mayor de 2.5 cm, para la presión de contacto de 1.56 Kg/cm² se obtiene un asentamiento de 0.951 cm.

Presión de contacto kg/cm ²	Asentamiento cm
1.56	0.951

II.5 Método 3

II.5.1 Aspectos Generales.

Este método emplea la expresión de Hooke que consiste en lo siguiente:

$$\epsilon_z = \left[\frac{1}{E} \right] [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)]$$

Donde

ϵ_z = deformación unitaria del elemento

E = módulo de Young

ν = relación de Poisson

h_o = espesor del elemento

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ = incrementos de esfuerzo

La deformación vertical del elemento de espesor h_o :

$$\delta_z = \epsilon_z h_o$$

El módulo de elasticidad se encuentra en función de la presión de confinamiento, $E = f(p_c)$, y el $\Delta p'_c$ es el promedio de los incrementos de esfuerzo $\Delta p'_c = \frac{1}{3}(\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y)$, y en la gráfica E- p_c tenemos que $p'_{ci} = p'_{co} + \Delta p'_c$ entonces

promediando al $\Delta p'_o$ para que sea la mitad de las presiones, obtenemos

$$p'_o = p'_{eo} + \frac{1}{6}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_v), \text{ ahora hacemos uso de la expresión Zeevaert (1973) :}$$

$$\frac{1}{E} = C_o p_o^{-n}$$

Siendo C_o y n constantes para una arena, Zeevaert (1973) obtuvo lo siguiente:

D_r	C_o	n
0.2	0.01	0.65
0.4	0.01-0.006	0.65-0.6
0.6	0.006-0.003	0.6-0.5
0.8	0.003-0.002	0.5-0.45
> 0.8	< 0.002	0.45

Utilizando los datos anteriormente obtenidos o interpolando, obtenemos el asentamiento del estrato como se muestra a continuación.

Estrato	h_o cm	N	p_{eo} kg/cm ²	C_o	n	σ_x kg/cm ²	σ_y kg/cm ²	σ_v kg/cm ²
2	200	52	0.660	0.0020	0.450	1.462	0.438	0.468
3	230	38	0.565	0.0026	0.480	0.442	-0.008	-0.120
4	180	21	0.795	0.0043	0.545	0.248	-0.008	-0.120
5	190	56	0.900	0.0020	0.450	0.162	-0.016	-0.040
6	100	47	1.095	0.0021	0.457	0.122	-0.009	-0.090

E kg/cm ²	ν	c_z	δ_z cm
414.729	0.25	0.0030	0.600
292.422	0.26	0.0020	0.460
205.226	0.27	0.0010	0.180
476.847	0.25	0.0003	0.057
496.356	0.26	0.0003	0.030
		suma	1.327

Con este procedimiento se obtiene un asentamiento de 1.327 cm.

Presión de contacto kg/cm ²	Asentamiento cm
1.56	1.327

II.6 Método 4

II.6.1 Aspectos Generales.

El efecto de la precarga en las arenas es muy significativo; así, puede haber arenas precargadas o normalmente cargadas con similar D_r , pero con comportamiento muy diferente (Laad et al 1977). Por lo tanto, resulta inadecuada la utilización de la compacidad relativa D_r , como un índice único del comportamiento de una arena. Por el mismo motivo, la poca sensibilidad de la prueba de penetración estándar (STP) para detectar el decremento de compresibilidad en arenas causado por la precarga (o preconsolidación) es la razón principal de la gran dispersión hallada en la predicción de asentamientos de zapatas en arenas (Décourt 1989). Los métodos que no separan las arenas normalmente consolidadas de las preconsolidadas están condenados al fracaso.

De acuerdo con Burland y Burbidge (1985), el asentamiento de una zapata en una arena preconsolidada es igual a un tercio de la misma zapata sobre una arena normalmente consolidada, independientemente de la magnitud de la relación de preconsolidación.

Décourt (1989) señala que, en relación con el cálculo del asentamiento de zapatas en arenas, analizando la mayoría de los datos publicados Burland y Burbidge (1985) concluyeron que el asentamiento δ_s (en milímetros) de zapatas en arenas normalmente consolidadas estaría dado por:

$$\delta_i = q' B^{0.7} I_c$$

donde

$$I_c = 1.17/N^{1.4}$$

q' = presión de contacto, en KN/m^2

B = ancho de la cimentación, en metros

δ_i = deformación del elemento

Sustituyendo y realizando operaciones obtenemos lo siguiente:

N	I_c	q' KN/m^2	B m	δ_i mm
42.51	0.006	153.036	3.9	2.381

Con este procedimiento se obtiene un asentamiento de 0.238 cm.

Presión de contacto kg/cm^2	Asentamiento cm
1.56	0.238

III. COMPARACION DE RESULTADOS

Método	Presión de contacto Kg/cm ²	Deformación cm
1	1.56	0.488
2	1.56	0.951
3	1.56	1.327
4	1.56	0.238

IV. CONCLUSIONES

De acuerdo con los resultados obtenidos en el análisis se observa que varían de 0.25 cm a 1 cm aproximadamente uno con respecto a otro.

El mayor asentamiento lo obtuvo el tercer método, esto debido a los valores de los coeficientes que se utilizaron en este caso, que fueron obtenidos para una arena, esto lo deja en desventaja con respecto a los otros métodos.

Le sigue el segundo método, en este método se obtiene el asentamiento a partir de una figura que fue obtenida en base a pruebas de carga y penetración, este método resulta también no del todo confiable debido a que en la figura puede haber algún error de precisión.

El siguiente en orden fue el primer método, este método considera las relaciones esfuerzo-deformación no lineales del suelo al igual que el menor número posible de propiedades mecánicas, además de que calcula las deformaciones en el suelo en función de propiedades que no dependan de la presión de confinamiento, debido a esto resulta ser un método muy completo.

En el último método se observa que no utiliza la compacidad relativa como un índice único del comportamiento de una arena, también separa las arenas normalmente consolidadas de las preconsolidadas, en este caso se utilizó la expresión para arenas normalmente consolidadas, la ventaja de este método es su

facilidad de aplicación, además de que en el se obtuvo el menor asentamiento, pero no tiene un análisis tan completo como el primer método.

Por lo anterior, se recomienda usar el primero y cuarto métodos. Es necesario además continuar realizando mediciones en prototipos y modelos de zapatas en arenas, para verificar la precisión de los métodos empleados.

BIBLIOGRAFIA

Agustín Deméneghi Colina.

Un método para el cálculo de deformaciones en los suelos.

Fac. de Ingeniería, U.N.A.M. 1996.

Leonardo Zeevaert.

Foundation engineering for difficult subsoil conditions.

Chap.II, Van Nostrand R. 1973.

T. William Lambe.

Robert V. Whitman.

Mecánica de suelos.

Ed. Limusa.

Ralph B. Peck.

Ingeniería de cimentaciones.

Ed. Limusa.

Juárez Badillo.
Rico Rodríguez.
Mecánica de suelos.
Tomos I y II.
Ed. Limusa

Karl Terzaghi.
Ralph B. Peck.
Mecánica de suelos en la ingeniería práctica.
Ed. El Ateneo.

Burland, J B y Burbidge. Settlement of foundations on sand and gravel, Proc. Inst. Civ. Engrs, part I, pp 1325-1381, 1985.

Décourt, L. The Standard penetration test, state-of-the-art report, XII Congreso Int. de Mec. de suelos e Ing. de cimentaciones, Río de Janeiro, 1989.

Ladd, CC, Foott, R, Ishihara, K, Schlosser y Poulos, H G, Stress-deformation and strength Characteristics, IX Congreso Int. de Mec. de suelos e Ing. de cimentaciones, Tokio, 1977.