



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE INGENIERIA CIVIL, TOPOGRAFICA Y GEODESICA

26
25

**UN METODO PARA EL CALCULO DE ASENTAMIENTOS
EN ARENAS MEDIANTE PRUEBAS TRIAXIALES**

TESIS PROFESIONAL
ELABORADA PARA OBTENER
EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
POR
MIGUEL EDGAR BERNAL ROSILES

MEXICO, D. F.

JULIO 1984



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

I.-	Introducción	1
II.-	Fundamentos teóricos	3
III.-	Pruebas de penetración estándar, pruebas de placa y sus aplicaciones en el cálculo de asentamientos.	24
IV.-	Pruebas de Laboratorio	41
V.-	Casos propuestos	54
VI.-	Cálculo de asentamientos	60
VII.-	Conclusiones	69
VIII.-	Bibliografía	72

I. INTRODUCCION

El cálculo de los asentamientos de los suelos granulares (gravas y arenas) es un problema que no ha sido posible resolver con aproximación aceptable, esto es debido probablemente a que en el proceso de compresibilidad de estos suelos intervienen una gran cantidad de factores entre los cuales los más importantes son:

- a) Densidad relativa.
- b) Tamaño, forma y distribución de las partículas.
- c) Resistencia de las partículas.
- d) Presión de sobrecarga
- e) Saturación
- f) Precompresión o estado de esfuerzos in-situ
- g) Contenidos de suelos finos.

La consideración de la mayor parte de estos factores determinan la confiabilidad de los métodos empleados para el cálculo de asentamientos.

Los métodos que existen para el cálculo de asentamientos en arenas se dividen en dos grupos principales: los métodos teóricos y los métodos empíricos. Los métodos teóricos se basan fundamentalmente en la teoría de la elasticidad, es decir, suponen que el suelo tiene un comportamiento elástico (lo cual no ocurre en la realidad); esto limita la aplicación de estos métodos a niveles de esfuerzo bajos, o sea, para condiciones de carga que aseguren altos factores de seguridad.

Por otra parte los métodos empíricos se basan en la observación de pruebas de campo de las cuales las más usuales son: la Prueba de Penetración Stándar (SPT), Penetración Estática de Cono Holandés y Pruebas de Placa. Estos métodos presentan el problema de que están basa-

dos en el punto de vista del investigador que lo propone, lo que ha provocado una discordancia muy grande entre ellos, no obstante, son los más empleados en la práctica y sus resultados son en algunos casos bastante confiables.

El primero de los métodos empíricos fué propuesto por Terzaghi y Peck en 1948, este método está basado en la carta de asentamientos propuesta por ellos mismos y en la cual, conocido en ancho de la zapata y el número de golpes de la prueba de penetración estándar se obtiene la capacidad de carga admisible, que corresponde a la carga para la cual el suelo no se asienta más de 1 pulgada (2.5 cms.) Posteriormente se propusieron algunas modificaciones a este método entre las cuales están las de Gibbs y Holtz (1957), Alpan (1964), Meyerhof (1965), Peck (1974). Entre los métodos basados en pruebas de placa y cono Holandés tenemos: De Beer y Martins (1957), Meyerhof (1965), D'Appalonia (1970), Schmertman (1970) y Parry (1971).

El método de Zeevaert para el cálculo de asentamientos en arenas es un método que no es teórico ni empírico, ya que, aunque parte de la teoría de la elasticidad, presenta algunas variantes que lo separan de esta teoría como se verá más adelante; además los resultados que se obtienen de la prueba de laboratorio usada no son empíricas; permitiendo que se pueda clasificar como un método intermedio entre los teóricos y los empíricos. Tomando en consideración estas características, en este trabajo se pretende tratar de determinar la aproximación de este método y su comparación con los resultados de algunos de los métodos mencionados.

II. FUNDAMENTOS TEORICOS

Los métodos empleados para el cálculo de asentamientos en arenas, están basados en suposiciones completamente teóricas o en resultados de pruebas de campo totalmente empíricas, por lo que, los resultados obtenidos de ellas, no solo varían considerablemente sino que son poco confiables. El método propuesto por el Dr. Zeevaert, a diferencia de los demás métodos, es uno más racional, que se basa tanto en suposiciones teóricas como en pruebas de laboratorio.

Para lograr una mejor comprensión del método del Dr. Zeevaert, para el cálculo de asentamientos en arenas, se expone a continuación los aspectos teóricos fundamentales necesarios para el desarrollo del mismo.

II.1 Módulo de Deformación.

Considerese un elemento de suelo sometido a incremento de esfuerzo en direcciones X, Y y Z, como el mostrado en la figura II.1. Suponiendo que el suelo tiene propiedades mecánicas diferentes únicamente en dos direcciones, es decir, en dirección normal a los planos de estratificación y paralela a ellas y teniendo $M_z = \frac{\Delta \epsilon_z}{\Delta \sigma_z}$ (Módulo lineal de deformación en dirección vertical) y $M_h = \frac{\Delta \epsilon_h}{\Delta \sigma_h}$ (Módulo lineal de deformación en dirección horizontal). Para un incremento de esfuerzo $\Delta \sigma_z$ las deformaciones son (de acuerdo con la Ley de Hooke): $M_z \Delta \sigma_z$ en dirección vertical y $-v M_z \Delta \sigma_z$ en dirección horizontal (donde v es la relación de Poisson), como se muestra en la figura II.1(a); si por otro lado se considera un incremento de esfuerzo $\Delta \sigma_x$, las deformaciones son: $M_h \Delta \sigma_x$ en dirección horizontal y $-v M_h \Delta \sigma_x$ en dirección vertical (ver figura II.1 (b)).

Haciendo un análisis similar para el incremento de esfuerzo $\Delta \sigma_y$ y se tiene que la deformación provocada por la aplicación simultánea de los incrementos de esfuerzo $\Delta \sigma_x \Delta \sigma_y$ y $\Delta \sigma_z$ es:

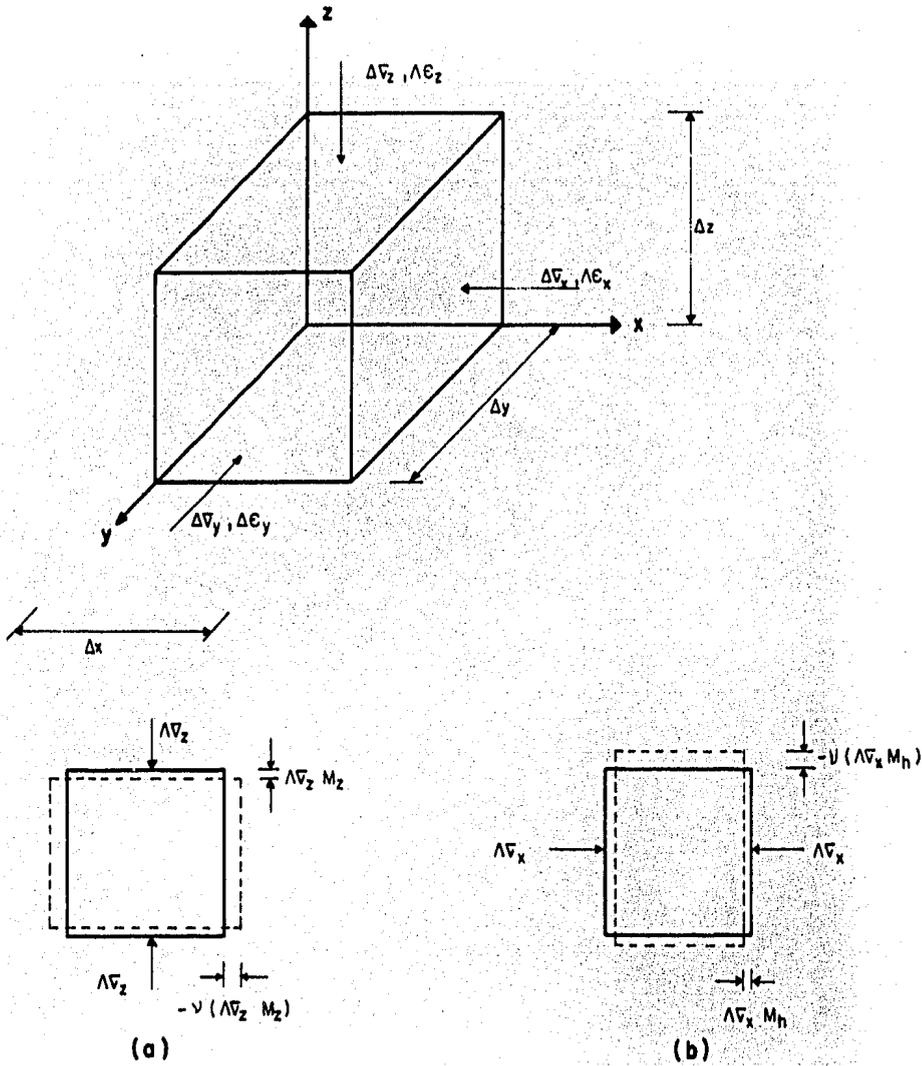


Fig. II.1.- Estado de esfuerzos y deformaciones en un punto. (Ref. 11)

$$\Delta \epsilon_z = M = \Delta \sigma_z - \nu M_h \Delta \sigma_x - \nu M_h \Delta \sigma_y \text{ ----- II.1}$$

$$\Delta \epsilon_y = M_h \Delta \sigma_y - \nu M_h \Delta \sigma_x - \nu M_z \Delta \sigma_z \text{ ----- II.2}$$

$$\Delta \epsilon_x = M_h \Delta \sigma_x - \nu M_h \Delta \sigma_y - \nu M_z \Delta \sigma_z \text{ ----- II.3}$$

Si se observan con detenimiento las expresiones anteriores, se puede pensar que el módulo de deformación no es sino el recíproco del módulo de Young (E), pero en realidad no lo es, ya que, como es sabido, el módulo de Young representa la pendiente de la recta que pasa por el origen y es tangente a la curva "esfuerzo deformación" de un material en su tramo elástico y es además un valor constante para dicho material; mientras que el módulo de deformación representa la secante entre dos puntos de la curva "esfuerzo deformación" y es un valor variable para el mismo material a lo largo de la curva (ver figura II.2)

El módulo de deformación que se utiliza en la práctica, se selecciona de acuerdo al rango de presiones en el que se vaya a trabajar.

Volviendo a las expresiones II-1, II-2, II-3, simplificando y arreglando términos se tiene:

$$\Delta \epsilon_z = \left[1 - \nu \frac{M_h}{M_z} \frac{\Delta \sigma_z + \Delta \sigma_y}{\Delta \sigma_z} \right] M_z \Delta \sigma_z \quad \text{--- II.4}$$

$$\Delta \epsilon_y = \left[1 - \nu \left(\frac{\Delta \sigma_x}{\Delta \sigma_y} + \frac{M_z}{M_h} \frac{\Delta \sigma_z}{\Delta \sigma_y} \right) \right] M_h \Delta \sigma_y \quad \text{--- II.5}$$

$$\Delta \epsilon_x = \left[1 - \nu \left(\frac{\Delta \sigma_y}{\Delta \sigma_x} + \frac{M_z}{M_h} \frac{\Delta \sigma_z}{\Delta \sigma_x} \right) \right] M_h \Delta \sigma_x \quad \text{--- II.6}$$

De las expresiones anteriores, se puede analizar las deformaciones en un punto para los tres casos siguientes:

Caso 1 Cuando el material es sometido a incrementos de esfuerzo $\Delta \sigma_x$, $\Delta \sigma_y$, $\Delta \sigma_z$ y las condiciones de deformación no son restringidas, es decir, la deformación es libre. En este caso el incremento de deformación queda expresado por las ecuaciones II.4 a II.6.

Caso 2 Cuando se restringe la deformación horizontal en un solo sentido, es decir, $\Delta \epsilon_y = 0$ y $\Delta \epsilon_x \neq 0$, en este caso se tiene de la expresión II.5

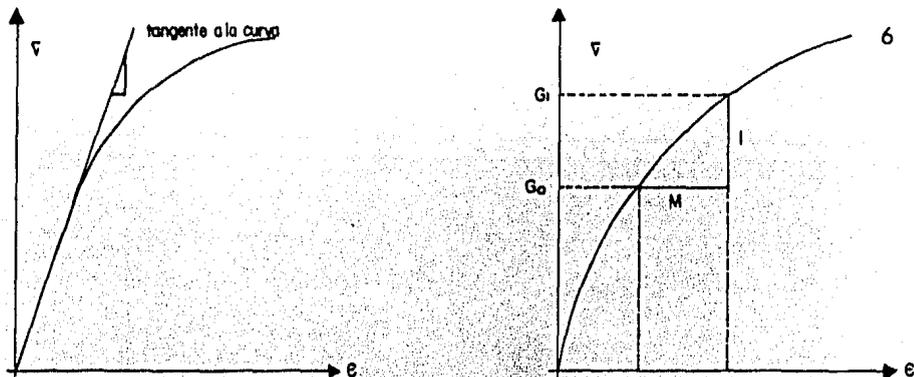


Fig. II.2 Diferencia entre el Módulo Young y el Módulo de Deformación
 a) Módulo de Young, b) Módulo de Deformación.

$$1 = \nu \left(\frac{\Delta \sigma_x}{\Delta \sigma_y} + \frac{M_z}{M_h} \cdot \frac{\Delta \sigma_z}{\Delta \sigma_y} \right) \quad \text{--- II.7}$$

de donde los cocientes para los incrementos de esfuerzo son:

$$\frac{\Delta \sigma_y}{\Delta \sigma_z} = \nu \frac{\Delta \sigma_x + M_z}{\Delta \sigma_z} \frac{1}{M_h} \quad \text{--- II.8}$$

$$\frac{\Delta \sigma_y}{\Delta \sigma_x} = \nu \left(1 + \frac{M_z}{M_h} \cdot \frac{\Delta \sigma_z}{\Delta \sigma_x} \right) \quad \text{--- II.9}$$

Sustituyendo en las expresiones II-4 y II-6 y arreglando términos obtenemos las expresiones para deformación plana:

$$\Delta \epsilon_z = (1 + \nu) \left[1 - \nu \left(1 + \frac{M_h}{M_z} \cdot \frac{\Delta \sigma_x}{\Delta \sigma_z} \right) \right] M_z \cdot \Delta \sigma_z \quad \text{--- II.10}$$

$$\Delta \epsilon_x = (1 + \nu) \left[1 - \nu \left(1 + \frac{M_z}{M_h} \cdot \frac{\Delta \sigma_z}{\Delta \sigma_x} \right) \right] M_h \cdot \Delta \sigma_x \quad \text{--- II.11}$$

Caso 3. Cuando el material está totalmente confinado, es decir, cuando el material no tiene desplazamientos en ambas direcciones horizontales $\Delta \epsilon_x, \Delta \epsilon_y = 0$; en este caso usando las expresiones II.5 y II.6, el cociente de incrementos de esfuerzo es:

$$\frac{\Delta \sigma_y}{\Delta \sigma_z} = \frac{\nu}{1 - \nu} \frac{M_z}{M_h}, \quad \frac{\Delta \sigma_x}{\Delta \sigma_z} = \frac{\nu}{1 - \nu} \frac{M_z}{M_h} \quad \text{--- II.12}$$

Sustituyendo estos valores en la expresión II-4, se tiene:

$$\Delta \epsilon_z = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{1 - \nu} M_z \cdot \Delta \sigma_z \quad \text{--- II.13}$$

Como se puede ver en las expresiones anteriores la deformación unitaria vertical, depende directamente de la relación de Poisson, lo que representa un obstáculo para el desarrollo del método del Dr. Zeevaert, ya que, la obtención de dicha relación no es posible obtenerla con precisión, y en la práctica se trabaja con valores teóricos los cuales se muestran en la tabla II.1. Sin embargo para fines prácticos la aproximación obtenida es bastante buena.

También es importante notar que la deformación varia de acuerdo con la restricción que tenga el material para sufrir deformaciones horizontales, es decir, la deformación puede ser diferente para un mismo valor de M_z en dos materiales con diferentes características de deformación horizontal. Para aclarar esto se presenta, en la figura II.3, la variación teórica del coeficiente de comprensibilidad volumétrica con el módulo de deformación donde se puede ver que para un valor $\nu=0.5$ no hay cambio volumétrico.

Por otro lado se puede ver que el tercer caso coincide con las condiciones establecidas por la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi por lo que se puede establecer la siguiente relación:

Cuando se tiene un material con deformación horizontal totalmente restringida, la deformación unicamente se presenta en sentido vertical, es decir, la deformación volumétrica es igual a la deformación vertical, entonces:

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

$$\text{O sea: } \Delta \epsilon_v = \left[\frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu} \right] M_z \Delta \sigma_z \quad \text{--- II.14}$$

$$\text{De donde: } \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu} = \nu_c \quad \text{--- II.15}$$

COMPRESIBILIDAD	m_v	v	K_o	SEDIMENTOS
Muy alta	Mayores de 0.1	0.43-0.35	0.75-0.60	Arcillas lacustres y limos.
Alta	0.1-0.02	0.35-0.30	0.60-0.45	Arcillas y limos arenas limosas lacustres. Suelos residuales. Polvo volcánico suelto.
Mediana	0.02-0.005	0.30-0.25	0.45-0.33	Arcillas y limos compactos, sedimentos, eolicos finos. Suelos residuales y sedimentos volcánicos semicompactos Aluvión fino.
Baja	0.005-0.002	0.25	0.33	Arenas, limos compactos, suelos aluviales. Sedimentos compactos y bien graduados.
Muy baja	Menores que 0.002	0.25	0.33	Arenas, suelos gravosos. Sedimentos aluviales compactos, cementados.

Tabla II.1. Valores del coeficiente de compresibilidad y coeficiente de Poisson para diferentes sedimentos (Ref. 11)

Por otro lado el coeficiente de variación volumétrica de Terzaghi está expresada por:

$$m_v = \frac{\Delta \epsilon_v}{\Delta \epsilon_z} \quad \text{--- II.16}$$

De donde: $\Delta \epsilon_v = m_v \Delta \sigma_z \quad \text{--- II.17}$

Igualando II.14 y II.17 nos queda:

$$v_c M_z \Delta \sigma_z = m_v \Delta \sigma_z$$

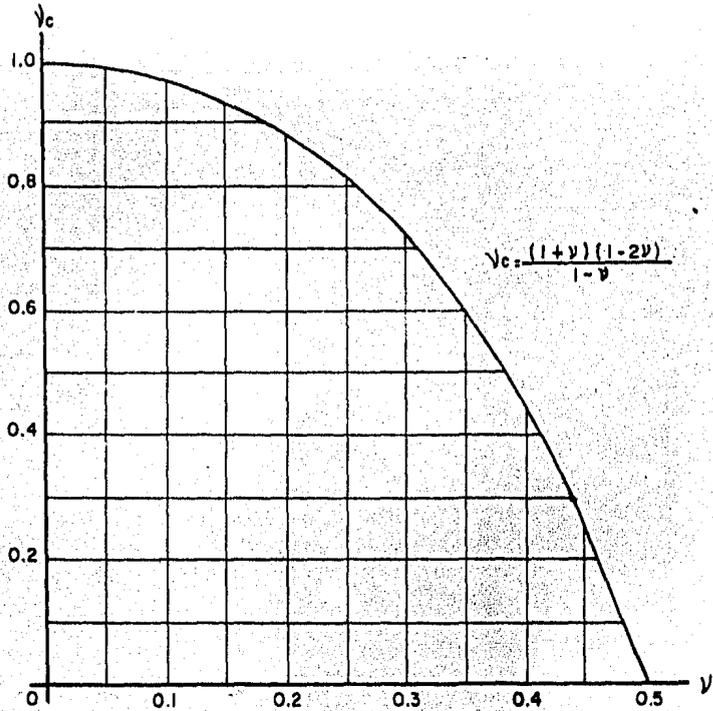


Figura II.3. Relación Teórica del coeficiente de compresibilidad volumétrica a módulo de Deformación (Ref. 11)

Finalmente:

$$v_c = \frac{m_v}{M_z} \text{ - - - - - II.18}$$

De lo anterior se puede deducir que el coeficiente de variación volumétrica de Terzaghi corresponde al caso particular de Módulo de Deformación de Zeevaert, para cuando $\Delta\epsilon_x$ y $\Delta\epsilon_y$ son nulas.

II.2 Obtención del Módulo Lineal de Deformación.

Para la obtención del módulo de deformación es necesario un aparato, en el cual, la muestra pueda ser sometida a una presión confinante, pero sin impedir su deformación lateral; por este motivo se hace uso de la cámara triaxial para la obtención de dicho módulo.

El tipo de prueba empleado para la obtención del módulo de deformación es similar a las pruebas que se emplean para la obtención de la resistencia al esfuerzo cortante, solo que, en el caso de la obtención del módulo de deformación varían algunos parámetros, para aclarar esto a continuación se detallan los pasos a seguir para la prueba:

- i) Se coloca una muestra con una relación de vacíos inicial (e_0) conocida dentro de la cámara triaxial y se le aplica una presión de confinamiento inicial σ_{c1} , permitiendo la salida del agua de la muestra hasta que se estabilice (esto es para evitar excesos en las presiones de poro) para alcanzar una relación de vacíos e_1
- ii) Se le aplica un pequeño incremento de esfuerzo vertical $\Delta\sigma_{z1}$ y con ello se obtiene un incremento de deformación $\Delta\varepsilon_1$ estos valores se grafican como se muestra en la figura II.4. La relación entre $\Delta\varepsilon_1$ y $\Delta\sigma_{z1}$ nos da el módulo secante de deformación M_{z1} para una presión de confinamiento σ_{c1} y una relación de vacíos e_1
- iii) Se descarga el espécimen del incremento de carga $\Delta\sigma_{z1}$ y se aplica un incremento de carga $\Delta\sigma_{c1} + \sigma_{c1} = \sigma_{c2}$ y se deja que se estabilice hasta alcanzar una relación de vacíos e_2
- iv) Se aplica un nuevo incremento de esfuerzo vertical pequeño $\Delta\sigma_{z1}$ y se obtiene un nuevo incremento de desplazamiento $\Delta\varepsilon_2$ y se grafican estos valores obteniéndose de la relación entre ellos un nuevo módulo secante de deformación M_{z2}
- v) Se repite el procedimiento para los valores de M_z deseados. Se recomienda que los incrementos verticales efectivos aplicados en cada paso debe ser planeado de tal manera que los esfuerzos cortantes que se induzcan en el material no sobrepasen la mitad de la resistencia del mismo con el propósito de minimizar la influencia de las deformaciones plásticas en el espécimen.

Una vez obtenidos los valores de M_z estos se grafican contra los esfuerzos de confinamiento σ_c en escala doble logarítmica como se muestra en la figura II.5, en la cual dichos valores se ajustan a una recta, lo que permite establecer la ley fenomenológica de M_z

$$M_z = C_0 \cdot \sigma_c^{-n} \quad \text{--- II.19}$$

Donde:

n = Pendiente de la recta M_z

C_0 = Ordenada al origen

De lo anterior se puede ver que el valor de M_z es función de la presión de confinamiento (para dar una idea cualitativa de la variación de M_z con el esfuerzo de confinamiento la figura II.6 representa este valor en escala aritmética) por lo que hay que tener en cuenta que el valor de σ_c no va a ser el mismo antes de aplicada la carga que después de aplicada, debido a esto, en un solo problema se tienen dos presiones de confinamiento diferentes y consiguientemente dos módulos lineales de deformación, siendo ambos igualmente importantes, por lo que, se obtiene un M_z promedio el cual se obtiene considerando en la expresión II.19, que el esfuerzo pasa de σ_{c1} a σ_{c2} de donde el promedio es:

$$M_z \text{ prom} = \frac{C_0}{\sigma_{c1} - \sigma_{c2}} \int_{\sigma_{c2}}^{\sigma_{c1}} \sigma_c^{-n} d\sigma_c \quad \text{--- II.20}$$

Integrando para $n \neq 1$

$$M_z \text{ prom} = \frac{C_0}{1-n} \frac{\sigma_{c2}^{1-n} - \sigma_{c1}^{1-n}}{\sigma_{c2} - \sigma_{c1}}$$

Para dar una idea aproximada de los valores de C_0 y n la tabla II.3 presenta los rangos de estos valores propuestos por Zeevaert para arenas bien graduadas.

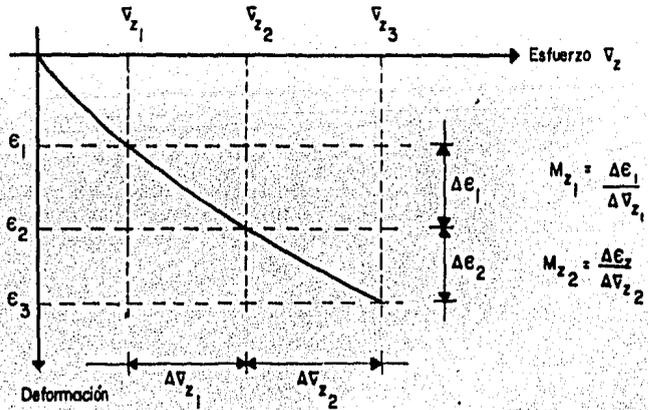


Figura II.4 Obtención del Módulo Lineal de Deformación (Ref. 11)

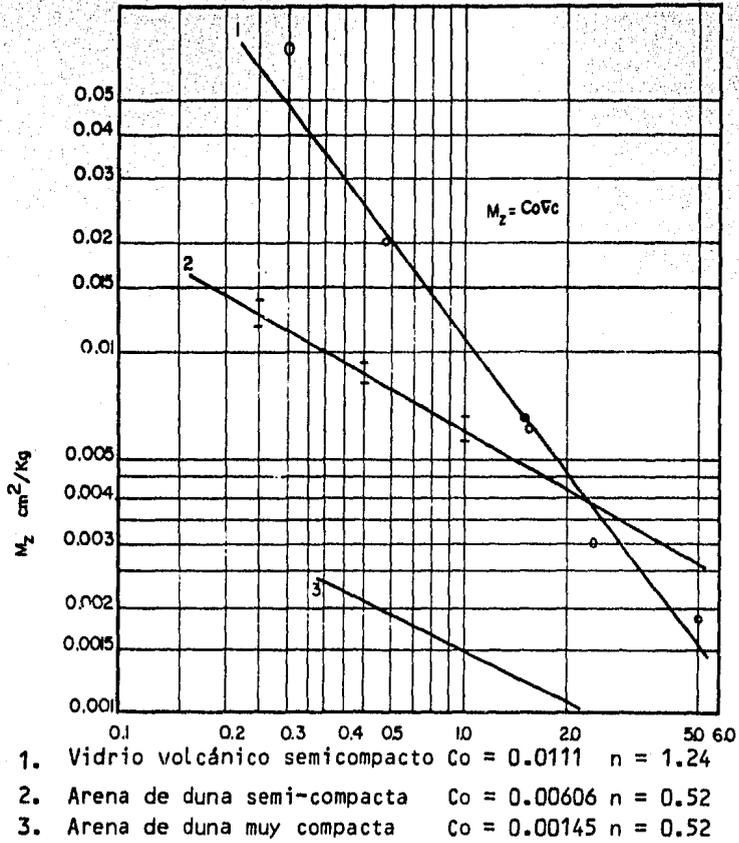


Figura II.5 Comportamiento del Módulo lineal de Deformación (Ref. 11)

Estado de Compactación	Dr.	CoX10 ⁻³	n
Muy suelta	0.2	10	0.65
Suelta	0.2 - 0.4	10-6.0	0.65 - 0.60
Semicompacta	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

Tabla II.2. Valores teóricos de Co y n para arenas.

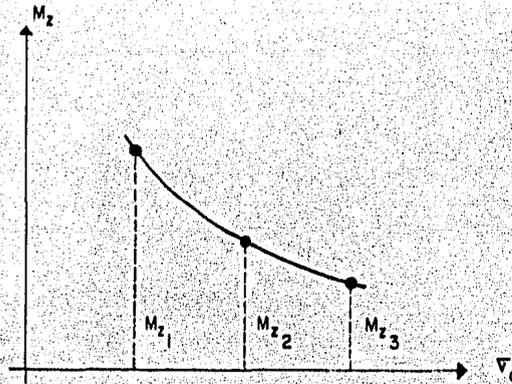


Figura II.6.- Variación del Módulo de Deformación con la Presión de Confinamiento en Escala Aritmética (Ref. 11)

II.3 Influencia del Tiempo en el Módulo Lineal de Deformación.

Hasta este momento no se ha considerado la influencia que tiene el factor tiempo en el módulo M_z , sin embargo, este factor es sumamente importante, como se verá a continuación.

Al aplicar un incremento de esfuerzo en un espécimen, este sufre una deformación muy rápidamente la cual se considera elasto-plástica, si dicho incremento permanece, el espécimen con el transcurso del tiempo sufre una deformación que es debida a comportamiento y visco-plástico.

Para aclarar esto se puede ver en la figura II-7, que para un incremento de esfuerzo en un lapso de tiempo corto el espécimen sufre una gran deformación que es elasto-plástica $\Delta\epsilon_{ep}$; si se mantiene el incremento de deformación que es visco-plástica $\Delta\epsilon_{vp}$ para estas condiciones el módulo de deformación es:

$$M_z = \frac{\Delta\epsilon_{ep} + \Delta\epsilon_{vp}}{\Delta\sigma_z} \text{ --- II.22}$$

De donde:

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

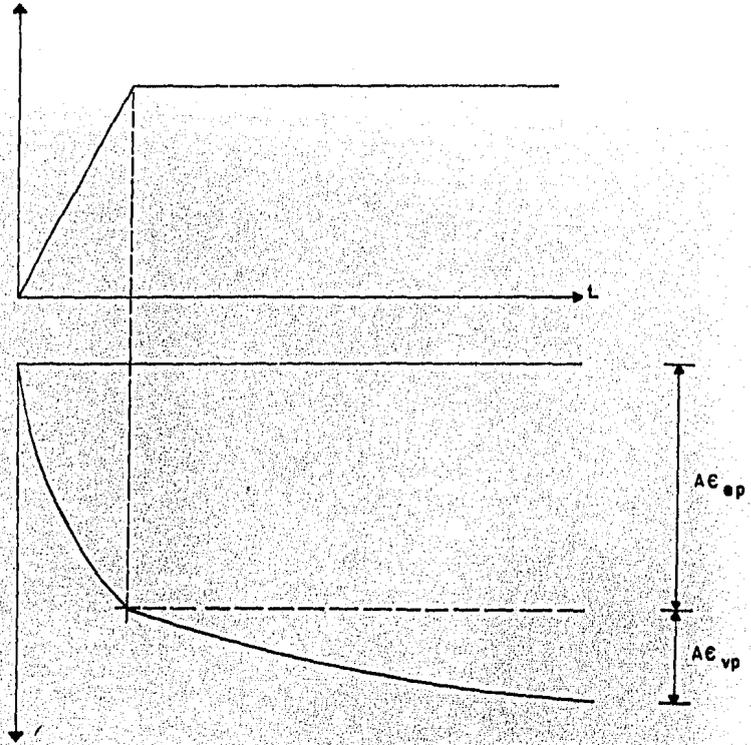


Figura II.7. Deformación de un espécimen como función del tiempo (Ref. 11)

Pero:

$$\Delta\sigma_z = \frac{\Delta\epsilon_{ep}}{M_{ep}}$$

Entonces:

$$M_z = M_{ep} + \frac{\Delta\epsilon_{vp}}{\frac{\Delta\epsilon_{ep}}{M_{ep}}}$$

$$M_z = M_{ep} + \frac{\Delta\epsilon_{vp}}{\Delta\epsilon_{ep}} M_{ep}$$

Por lo tanto:

$$M_z = M_{ep} \left[1 + \frac{\Delta\epsilon_{vp}}{\Delta\epsilon_{ep}} \right] \text{ --- II.23}$$

Donde M_{ep} representa el módulo de deformación para deformación instantánea elasto-plástica.

$$M_{ep} = \frac{\Delta \epsilon_{ep}}{\Delta \sigma_z}$$

Se llaman K_V el incremento unitario de compresibilidad el cual queda definido por:

$$K_V = \frac{\Delta \epsilon_{vp}}{\Delta \epsilon_{ep}} \quad \text{--- II.24}$$

Entonces el módulo lineal de deformación queda:

$$M_z = M_{ep} (1 + K_V) \quad \text{--- II.25}$$

(Los valores de K_V están tabulados en la tabla II.3)

Finalmente de acuerdo con la expresión II.14 y II.15 tenemos.

$$\Delta \epsilon_z = v_c M_z \Delta \sigma_z \quad \text{--- II.26}$$

Sustituyendo II.25 y teniendo en cuenta que:

$$\Delta \epsilon_z = \frac{\delta}{2H}$$

donde $2H$ es el espesor del estrato, la expresión para el cálculo de asentamientos en arenas es:

$$\delta = v_c \cdot M_{ep_{prom}} (1 + K_V) (2H) \Delta \sigma_z \quad \text{--- II.27}$$

Donde $M_{ep_{prom}}$, es similar al obtenidos en la ecuación II.21 si las pruebas han sido realizadas no dando el tiempo suficiente para que se complete la deformación visto-plástica entonces:

$$M_{ep_{prom}} = M_{z_{prom}}$$

MATERIAL	VALORES DE K_v
Arcillas	Mayor que 1
Arcilla limosa	Mayor que 1
Arena limosa	1 - 0.5
Limo Arenoso	1 - 0.5
Arena fina	0.5 - 0.2
Arena bien graduada	0.2 - 0.1
Fragmentos de roca angular	0.5 - 0.25

Tabla II.3 Rango de valores aproximados de K_v (Ref. 11)

II.4 Estado de Esfuerzos en la Masa del Suelo.

Los asentamientos que se presentan en el suelo son provocados principalmente por la presencia de incrementos de esfuerzo, por lo que es importante poder determinarlos, para poder tener una mayor aproximación en el cálculo de dichos asentamientos.

Existen diversos métodos para poder determinar la distribución de esfuerzos en una masa de suelo, de las cuales el más usado es el método de Boussinesq, que basandose en la teoría de la elasticidad obtuvo la solución para los esfuerzos inducidos en un punto debidos a la aplicación de una carga concentrada en la superficie de un sólido semi-infinito, isotrópico y elástico.

Los esfuerzos en un punto debidos a una carga concentrada en la superficie (como se ve en la figura II.8), se obtienen de acuerdo con el criterio de Boussinesq por medio de las expresiones siguientes:

$$\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{R_z^5} \quad \text{--- II.28}$$

$$\sigma_r = -\frac{Q}{2\pi} \left[\frac{1-2\nu}{r} \left(1 - \frac{z}{R_z}\right) - \frac{3r^2 z}{R_z^3} \right] \quad \text{--- II.29}$$

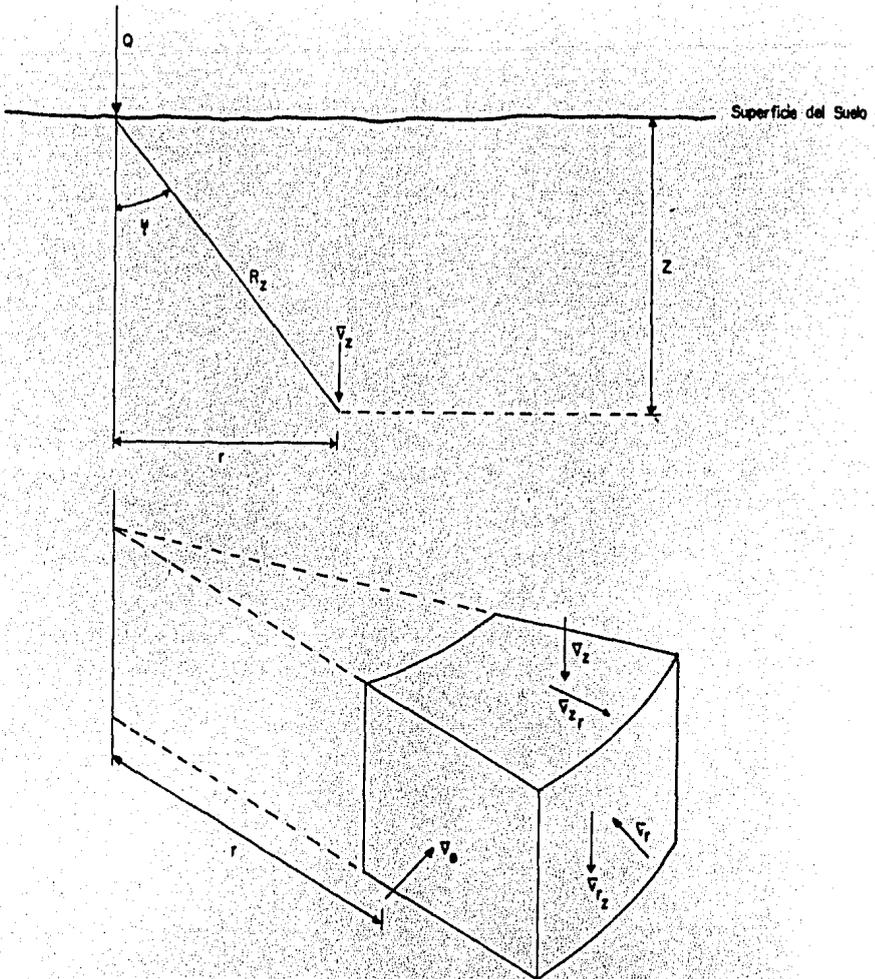


Figura II.8 Carga concentrada aplicada en la superficie de un sólido semi-infinito (Ref. 11)

$$\sigma_{\theta} = \frac{Q(1-2\nu)}{2\pi} \left[-\frac{1}{r^2} + \frac{z}{r^2 R_z} + \frac{z}{R_z^3} \right] \quad \text{--- II.30}$$

$$\tau_{rz} = \frac{3Q}{2\pi} \cdot \frac{r^2}{R_z^5} \quad \text{--- II.31}$$

Considerando que el suelo es incomprensible, es decir, que $\nu=0.5$ los valores de σ_z y τ_{rz} no son afectados, ya que son independientes de ν ; en cambio $\sigma_r, \sigma_{\theta}$ si son afectados. Si se llama a (I_{Bq}) valor de influencia de Boussinesq, expresado por:

$$I_{Bq} = \frac{3}{2\pi} \left(\frac{z}{R_z} \right)^5 \quad \text{--- II.32}$$

De la figura II.8

$$R_z^2 = z^2 + r^2$$

entonces:

$$I_{Bq} = \frac{3}{2\pi} \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{5/2} \text{----- II.33}$$

Sustituyendo II.33 en las expresiones II.28, 29, 30, 31:

$$\sigma_z = \frac{Q}{z^2} [I_{Bq}] \text{----- II.34}$$

$$\sigma_r = \frac{Q}{z^2} \left[\left(\frac{r}{z}\right)^2 \cdot I_{Bq} \right] : \text{para } \nu=0.5 \text{----- II.35}$$

$$\sigma_\theta = 0 \text{ para } \nu = 0.5 \text{----- II.36}$$

$$\tau_{rz} = \frac{Q}{z^2} \left[\frac{r}{z} I_{Bq} \right] \text{----- II.37}$$

Con las expresiones anteriores se obtiene la distribución de esfuerzos en una masa de suelo de acuerdo con el criterio de Boussinesq, sin embargo, cabe notar que este criterio es válido únicamente para suelos isotrópicos, esto llevo a que algunos investigadores como Westergaard y Fröhlich realizarán algunas modificaciones a la teoría de Boussinesq. Westergaard supone un suelo con las mismas características del de Boussinesq, sólo que con deformación lateral restringida, mientras Fröhlich supone un suelo anisotrópico.

Debido a las características de las arenas, la modificación al criterio de Boussinesq que mejor se adapta es la de Fröhlich, la cual queda expresada por:

$$\sigma_z = \frac{\chi Q \cos^{\chi+2} \psi}{2\pi z^2} \text{----- II.38}$$

donde:

$$\cos^2 \psi = \frac{z}{(r^2 + z^2)}$$

por lo que el valor de influencia de Fröhlich nos queda:

$$I_{Fh} = \frac{\chi}{2\pi} \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right] \frac{\chi+2}{z} \text{----- II.39}$$

χ = factor de distribución de Fröhlich

Sustituyendo II-39 en II-38 se tiene:

$$\sigma_z = \frac{Q}{z^2} I_{Fh} \text{ --- II.40}$$

Como se puede notar cuando $\chi=3$, la solución de Fröhlich es la misma que la de Boussinesq, es decir, la solución de Boussinesq, es un caso particular de la solución de Fröhlich (ver figura II.9)

Para una distribución de esfuerzos en arena Fröhlich recomienda usar el valor de influencia con $\chi=4$

De acuerdo con lo visto anteriormente, se puede establecer una expresión general para la distribución de esfuerzos:

$$\sigma_z = \frac{Q}{z^2} I_{\chi} \text{ --- II.41}$$

Usando la expresión II.41 se puede obtener la distribución de esfuerzos con la profundidad, de una área cargada, para lo cual considerese que se requiere el esfuerzo vertical a una profundidad Z bajo el centro de un área rectangular uniformemente cargada como la mostrada en la figura II.10.

Si se toma un pequeño elemento de la superficie con un área d_x, d_y y una carga uniforme por unidad de área igual a q, entonces los esfuerzos inducidos en un punto con coordenadas $x = y = z = 0$ son:

$$\Delta\sigma_z = \chi \frac{q \cdot d_x \cdot d_y}{2\pi z^2} \cos^{\chi+2} \psi \text{ --- II.42}$$

De la figura II.10 tenemos:

$$y = z \frac{\tan\phi}{\cos\psi} \quad d_y = \frac{z}{\cos\psi} \sec^2 \alpha d\alpha$$

$$x = z \tan\psi \quad dx = x \sec^2 \psi d\psi$$

$$\cos \bar{\psi} = \cos\psi \operatorname{sen}\alpha$$

Sustituyendo estas expresiones en la expresión II.42 y realizando algunas operaciones algebraicas se obtiene la expresión general para obtener los esfuerzos a una profundidad Z bajo un área rectangular cargada uniformemente:

$$\sigma_z = \frac{\chi}{2} \frac{q}{\pi} \int_{-\alpha_c}^{\alpha_o} \cos^{\chi} \alpha d\alpha \int_{\psi_2}^{\psi_1} \cos^{\chi-1} \psi d\psi \text{ --- II.43}$$

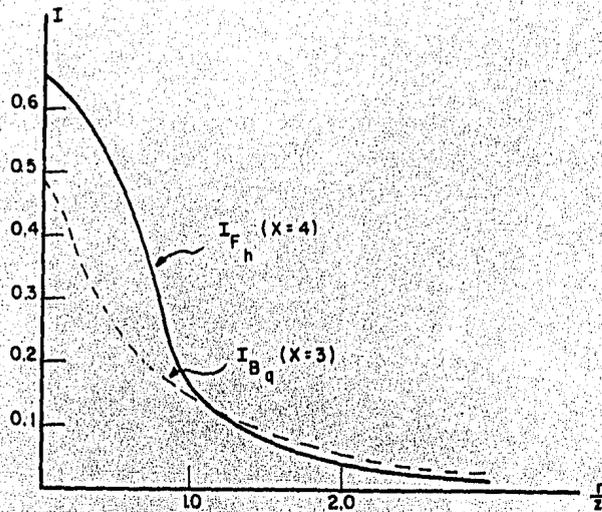


Figura II.9 Valores de influencia para distribución de esfuerzos debido a una carga concentrada (Ref. 11)

Esta expresión se puede integrar para diferentes valores de χ , en este caso el valor de χ que se requiere es 4 ya que este valor representa depósitos uniformes de suelo no cohesivo donde la compresibilidad o el módulo de deformación decrece en forma importante con la profundidad, así integrando II.43 para $\chi=4$:

$$I_{\chi_4} = \frac{1}{\pi} \left[\frac{3}{2} \alpha_0 + \frac{3}{4} \text{sen } 2\alpha_0 + \text{sen} \alpha_0 \cos^3 \alpha_0 \right] \times [(\text{sen} \psi_1 - \text{sen} \psi_2) - \frac{1}{3} (\text{sen}^3 \psi_1 - \text{sen}^3 \psi_2)] \text{ ----- II.44}$$

Donde el valor de los ángulos es el siguiente:

$$\alpha_0 = \tan^{-1} \frac{B}{\sqrt{\frac{z}{2} + z^2}} \text{ ----- II.45}$$

$$\psi_1 = \tan^{-1} \frac{x + \frac{\lambda}{2}}{2} \text{ ----- II.46}$$

$$\psi_2 = \tan^{-1} \frac{x - \frac{\lambda}{2}}{2} \text{ ----- II.47}$$

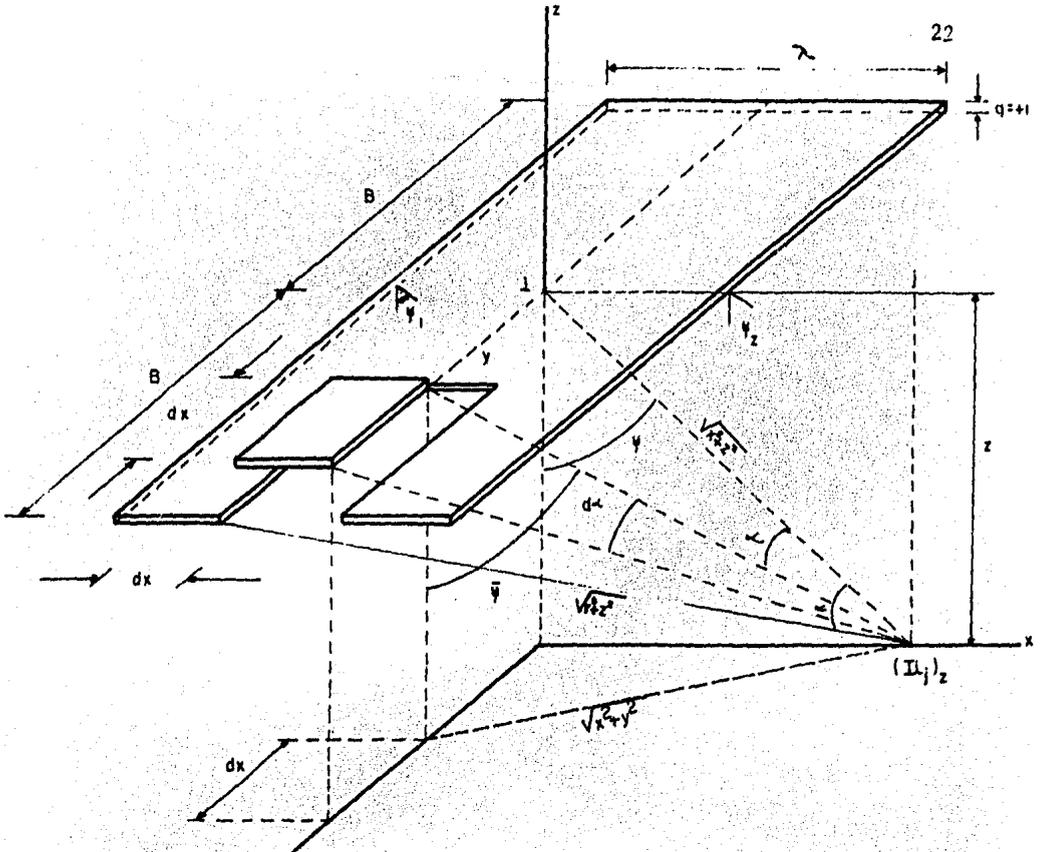


Figura 11.10. Esfuerzos verticales en un punto debido a una carga rectangular uniforme (Ref. 11)

Otro caso que se puede encontrar en la naturaleza, es el de un depósito cuya estratificación dé lugar a poder considerar que la rigidez en el sentido horizontal sea mayor que la rigidez en el sentido vertical, en este caso, las deformaciones horizontales, serían mucho menores que las verticales, que, para efectos prácticos, serían las únicas dignas de ser tomadas en cuenta. Para este caso el criterio que más se ajusta para la distribución de esfuerzos reales el de Westergaard, con $\chi=1.5$; siempre y cuando la rigidez vertical no aumente con la profundidad.

Si no se presentaran ninguno de los dos casos anteriores, la distribución real estaría intermedia entre las correspondientes $\chi=1.5$ y $\chi=4$, y es probable que la distribución de Boussinesq con $\chi=3$ sea la más cercana a la realidad.

II.5 Presión de Confinamiento.

La presión de confinamiento juega un papel muy importante en la obtención del módulo de deformación, por lo que es necesario su cálculo con cierta precisión.

Considerese un punto de la masa del suelo que tiene un esfuerzo vertical σ_z y un esfuerzo horizontal σ_h entonces:

$$\frac{\sigma_h}{\sigma_z} = K_0 \text{ --- II.48}$$

Donde K_0 nos representa la relación de esfuerzos efectivos en reposo y depende del tipo de suelo, la estrafigrafía y los esfuerzos a los que ha estado sometido el suelo a través de las distintas épocas. Por ejemplo para sedimentos normalmente cargados, el valor de K_0 para arenas es del orden de 0.4, si la arena está en estado suelto y 0.8 para arena muy compacta.

Para las condiciones que se presenta en campo, el esfuerzo de confinamiento para el punto en consideración será :

$$\sigma_c = \frac{1}{3} (1 + 2K_0) \sigma_z \text{ --- II.49}$$

Como se puede ver, la determinación del esfuerzo de confinamiento es sumamente empírica, sin embargo, los valores obtenidos son válidos para fines prácticos.

III. PRUEBAS DE PENETRACION STANDAR, PRUEBAS DE PLACA Y SUS APLICACIONES EN EL CALCULO DE ASENTAMIENTOS.

Uno de los objetivos que se persiguen en este trabajo, es el de la evaluación de la confiabilidad del método para el cálculo de asentamientos en arenas en estudio, para lo cual, se llevará a cabo una comparación entre los resultados obtenidos por otros métodos basados en pruebas de campo tales como pruebas de penetración estándar (SPT) y pruebas de placa.

Por otro lado recordando que el método de Zeevaert se basa en pruebas de laboratorio y dadas las dificultades que se presentan en el campo para la obtención de muestras inalteradas de suelos no cohesivos, para la reproducción de las condiciones de campo en el laboratorio, se tomará como parámetro la densidad relativa, basándose en resultados de algunas investigaciones que establecen una correlación entre número de golpes de SPT y densidad relativa, como se verá más adelante.

III.1 Prueba de Penetración Stándar (SPT)

La prueba de penetración (SPT) consiste en dejar caer un martillo de 63.5 Kgs. (140 lb) sobre una barra de perforación desde una altura de 76 cms. (30 pulg.). La resistencia a la penetración de 30 cms. (1 Pie) de un muestreador cuyas dimensiones se muestran en la Fig. 111.1. Con el fin de considerar la falta de apoyo, los golpes de los primeros 15 cms. de penetración no son tomados en cuenta, es decir, se toma el número de golpes necesarios para penetrar de 15 a 45 cms. y ese es el valor de N.

Esta prueba es muy usada para exploración dada la facilidad para su realización, así como a las ventajas que presenta su uso, entre las cuales se pueden mencionar.

- Economía en la relación costo/información recibida.
- Recuperación de muestras alteradas, que se pueden emplear - para otras pruebas o para examinación visual.
- La prueba proporciona algunos datos sobre el estado del suelo en el sitio.
- Alta duración del equipo empleado
- La posibilidad de combinarse con otras pruebas más refinadas ya sea de campo o de laboratorio.

A. Factores que influyen en la Prueba de Penetración Stándar.

No obstante sus ventajas, se requiere tener cuidado en la realización de la (SPT), ya que, existen varios factores que pueden en algunas ocasiones influir grandemente en los resultados de la prueba.

Estos factores son muy variados y van desde factores relacionados con la prueba hasta factores relacionados con las propiedades del suelo. Con el fin de dejar más claro esto, a continuación se plantean algunos de estos factores y la forma como influyen en los resultados de la prueba.

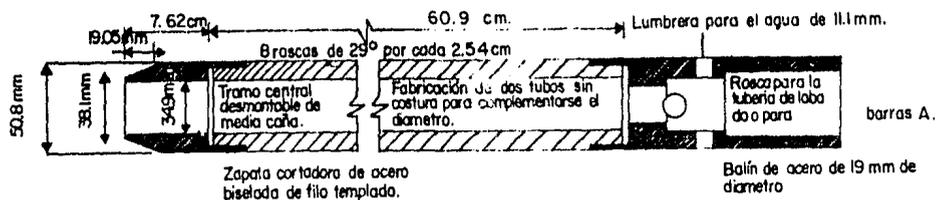


Figura III.1. Muestreador de media caña para prueba de penetración estándar (Ref. 8)

1. Factores relacionados con la realización de la prueba.

- Filtración de agua dentro del pozo. Cuando el fondo del pozo de ademe se encuentre debajo del N.A.F., se pueden presentar filtraciones dentro del pozo. Esto ocasiona alteraciones en el suelo, en la zona próxima al fondo del pozo, pudiendo provocar el fenómeno de ebullición de arenas.

La filtración también puede provocar variaciones en la densidad relativa del suelo, pudiendo ocasionar que se sub estime considerablemente el valor real de la resistencia a la penetración del suelo. Sutherland (1963) encontró que en un pozo donde se presentaba filtración los valores de N variaban entre 22 y 29, mientras que en pozos sin filtración próximos a éste los valores de N variaban entre 64 y 94, lo que muestra la influencia tan grande que puede tener este factor en los resultados de las pruebas.

La filtración se puede evitar llenando de agua el exterior del pozo en la zona próxima al N.A.F.

- Altura de caída del martillo. Puede ser bastante difícil lograr una caída libre de exactamente 76 cms. Si el martillo es levantado y soltado por un cable enrollado en un tambor, la caída puede no ser libre. Sin embargo, un operador experimentado usa un enrollado tal que puede lograr una caída libre de aproximadamente 76 cms. con una desviación razonable de hasta 5 cms.
- Peso longitud de las Barras de Perforación. El resultado de pruebas de laboratorio (Gibbs y Holtz, 1957) indica que el efecto de un pequeño incremento en el peso de las barras no es importante.

El incremento en la longitud de las barras tiene un doble efecto, por un lado incrementa el peso de la barra y por el otro incrementa las deflexiones laterales de la misma. Sin embargo, pruebas de laboratorio (Gibbs y Holtz, 1957) demostrarón que el efecto de incremento en la longitud de barras es relativamente pequeños hasta 20 mts. de profundidad. Por otro lado la experiencia en sondeos profundos indican que el efecto de longitud de la barra no es importante hasta profundidades de 40 a 45 mts. y a profundidades mayores, es decir, del orden de los 60 mts. los valores de N pueden ser altos y poco confiables.

- Longitud del Muestreador. En muchos casos, la longitud del muestreador, es cambiado arbitrariamente de su dimensión estándar de 56 cms. esta variación puede afectar el valor de N, sobre todo cuando la longitud del muestreador es menor de 46 cms.
- Tamaño del Pozo. Una variación en el tamaño del pozo, puede reducir la presión de sobrecarga en el muestreador, ésto tiende a decrecer el valor de N registrado.

2. Propiedades de los Granos.

Gibbs y Holtz (1957) realizaron una extensa investigación sobre pruebas de penetración, usando para ello dos arenas con curvas granulométricas similares, pero con la diferencia de que el contenido de finas era apreciablemente diferente. Una de las arenas tenía un D_{10} de 0.4 mm. mientras que en la otra el D_{10} fué de 0.037 mm. Las pruebas mostraron que para arenas secas en estado suelto los valores de N de la arena gruesa fueron un poco mayores que los de la arena fina, para la misma densidad relativa y la misma presión de sobrecarga; mientras que para el estado compacto no existe diferencia apreciable en los valores de N entre ambas arenas.

Sin embargo, el efecto de las propiedades de los granos (tales como, redondez, coeficiente de uniformidad y forma de los granos) sobre el valor de N no ha sido estudiado adecuadamente.

3. S u m e r g e n c i a .

El efecto de la sumergencia sobre el valor de N depende de la granulometría del material, siendo así diferente para arenas gruesas y finas que para arenas muy finas y limosas, como se verá a continuación:

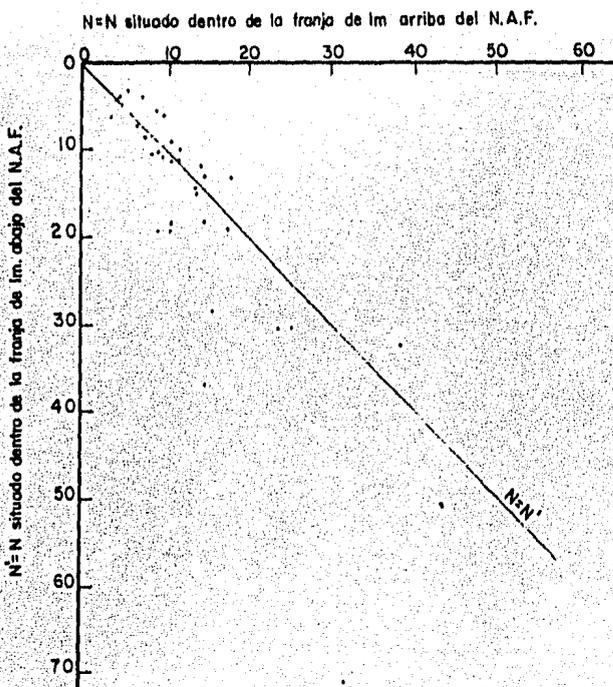


Figura III.2 Relaciones entre valores de penetración estándar arriba y abajo del N.A.F., para suelos no cohesivos gruesos. (Ref 1)

De acuerdo con un estudio realizado por Bazaraa (1967) para arenas finas y gruesas en 11 sitios diferentes, considerando una franja de 1 m. arriba y 1 m. abajo del N.A.F., despreciando aquellos casos en que según la apreciación del operador había cambios considerables en la compactación o en la propiedades de los granos. El resultado de este estudio se presenta en la figura III.2, como se puede ver en esta figura las dispersiones entre los valores de N arriba y abajo del N.A.F., es muy pequeña, por lo que se puede concluir que el efecto de sumergencia en arenas gruesas no es muy importante.

El efecto de sumergencia en los suelos muy finos y limosos ha sido estudiado por varios investigadores, Terzaghi y Peck (1948), sugieren -- que para este tipo de suelo con valores de penetración N mayores de 15, el valor de N puede corregirse mediante la expresión:

$$N = 15 + \frac{1}{2} (N' - 15) \dots \dots \dots \text{III.1}$$

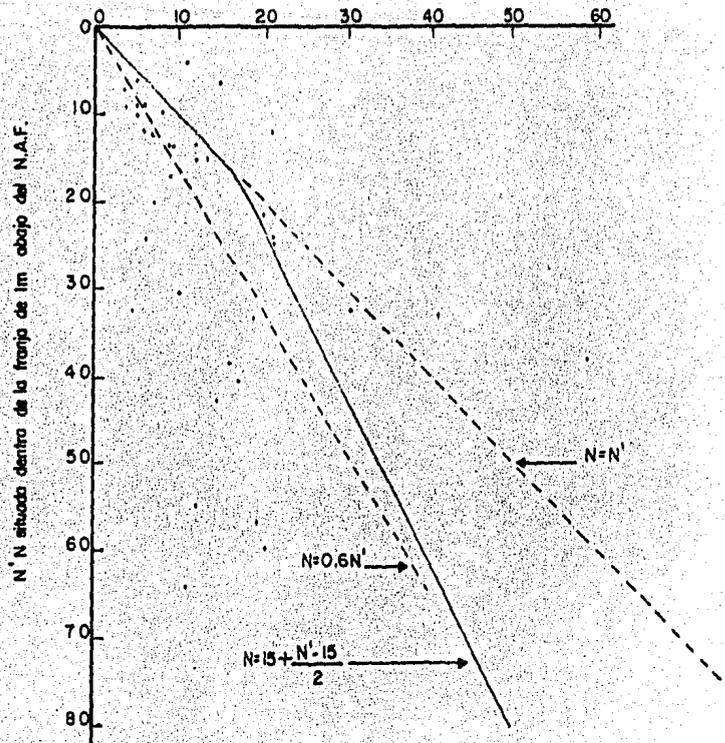


Figura III.3 Relaciones entre valores de penetración estándar arriba y abajo del N.A.F., para arenas muy finas y limosas - (Ref.1)

Bazaraa (1967) realizó 11 sondeos en diferentes sitios donde se encontraban arenas finas o muy finas y limosas que se extendían arriba y abajo del N.A.F. se realizaron pruebas de penetración estándar en la franja situada 1 m. arriba y 1 m. abajo del N.A.F. y encontró que la resistencia a la penetración en estos suelos por efecto de sumergencia puede ser corregido mediante la expresión:

$$N = 0.6 N' \text{ --- III.2}$$

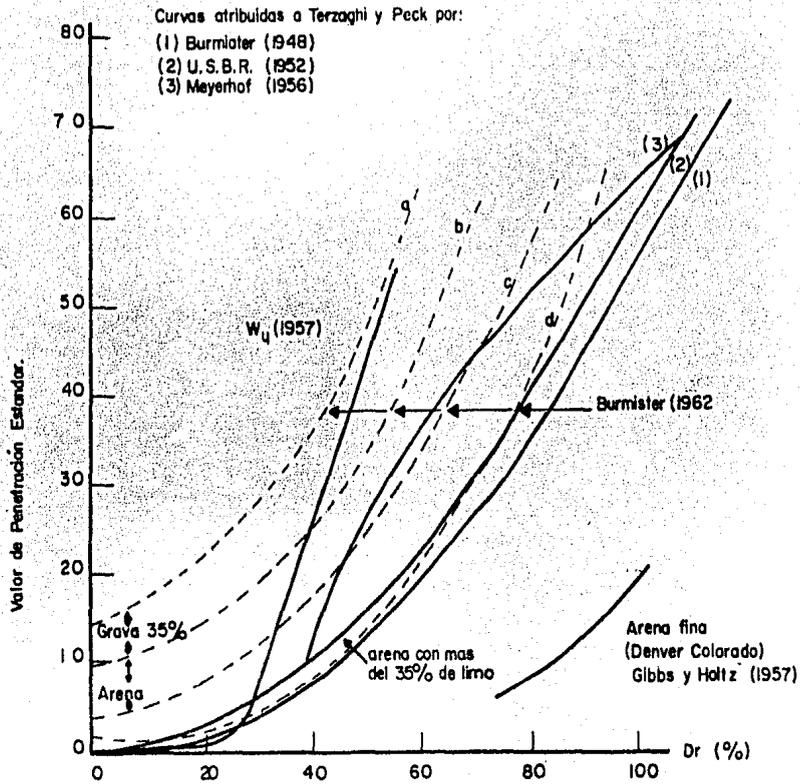


Figura III.4 Efecto de la densidad relativa de la arena en los valores de penetración estándar (Ref. 1)

La diferencia entre las expresiones III.1 y III.2 es fundamentalmente que la expresión III.1 considerará que la corrección por sumergencia depende no sólo de la cantidad de finos, sino también de la densidad relativa de la arena; mientras que la expresión III.2 considerará que la corrección por sumergencia depende únicamente de la cantidad de finos. Si se observa la figura III.3 se puede notar que la línea obtenida por la expresión III.2 es más exacta, sin embargo, la línea obtenida por la expresión III.1 marca el límite superior, es decir, está del lado de la seguridad.

4. Densidad Relativa.

La densidad relativa es uno de los factores que más influyen en la prueba de penetración estándar. Esta ha llevado a muchos investigadores a tratar de encontrar la influencia de este factor en el valor de N. La figura III.4, muestra un resumen gráfico del trabajo de estos investigadores. En ella se ve que existe una gran variedad de comportamientos dependiendo del tipo de material; así se tiene, que para un mismo valor de densidad relativa se tiene un valor muy grande de valores de N, cabe notar además que la densidad relativa depende también de la presión de sobrecarga y de las propiedades de los granos, lo cual hace muy difícil la standarización de la relación entre los valores de N y la densidad relativa.

5. Presión de Sobrecarga.

En una prueba de penetración estándar es razonable pensar que la resistencia a la penetración depende de la presión que ejerce el suelo en el nivel en que se encuentra el penetrómetro, esta presión también influye en la densidad relativa de la arena.

Resultados de laboratorio han comprobado que para arenas muy densas la resistencia a la penetración se incrementa muy rápidamente, mientras que para arenas sueltas este incremento es menor.

La forma, en que se considera la influencia de este factor en los valores de penetración se ve a continuación.

B. Métodos Usados para la corrección de los Valores de Resistencia a la Penetración por el Efecto de la Presión de Sobrecarga.

Gibbs y Holtz (1957).- El trabajo realizado por estos investigadores consistió fundamentalmente en la simulación de las condiciones de campo en el laboratorio para lo cual, construyeron un modelo que consistía en un tanque de acero de 0.90 mts. de diámetro por 2.10 mts. de altura aproximadamente, dicho tanque fué provisto de un sistema de placa y resortes de carga para simular la presión de sobrecarga, la placa tenía 6 perforaciones dispuestas uniformemente que fueron usados para la realización de las pruebas de penetración. En estas condiciones fué fácil controlar tanto la densidad relativa como el contenido de humedad del material. La densidad relativa se obtuvo del promedio de tres

mediciones directas inmediatamente después de terminada la prueba; los contenidos de humedad utilizados fueron tres: muestra secada al aire con contenido de humedad entre 0 y 5%, contenidos de humedad medios arriba del 5% y suelo saturado.

El suelo fué compactado dentro del tanque por medio de vibradores y las diferentes densidades relativas se obtuvieron variando el tiempo de vibrado; también se consideró la influencia del tamaño, peso y longitud de la barra que sirve de soporte al martillo; se manejarón tres tipos de barra cuyas longitudes fueron: 0.0 mts. (utilizado únicamente la cabeza del penetrómetro), 9.8 mts. y 19.8 mts.

Los resultados obtenidos en las pruebas se presentan en la figura III.5

Coffman (1960) Basándose en las investigaciones de Gibbs y Holtz y en la curva atribuida a Terzaghi y Peck por el U.S.B.R., Coffman propone el uso de la figura III.6 para la corrección del valor de resistencia a la penetración "N". El uso de esta figura es muy sencilla y consiste en lo siguiente: Se entra con un valor de N y el valor de sobrecarga correspondiente al nivel de dicho valor N y con ello se obtiene el valor de la densidad relativa correspondiente. La línea de este valor de D_r se intersecta con la curva atribuida a Terzaghi y Peck; la abscisa de esta intersección corresponde al valor de resistencia a la penetración (N) corregido por efecto de sobrecarga.

Bazaraa (1967). Analizando los resultados de Gibbs y Holtz, obtuvo que éstos están representadas aproximadamente por la expresión:

$$N = 20 D_r^{2.5} + 10 D_r^2 P \text{ - - - - - III.3}$$

donde: N es el valor de resistencia a la penetración, D_r es la densidad relativa y P es la presión de sobrecarga.

Si los resultados de Gibbs y Holtz se combinan con la curva atribuida a Terzaghi y Peck, la corrección se hace con la figura III.6.

De la curva atribuida a Terzaghi y Peck por el USBR, se puede obtener la expresión:

$$N = 20 D_r^2 (1 + 2P) \text{ III.4}$$

(donde las literales representan lo mismo que en la expresión III.3) satisfaciendo las siguientes condiciones:

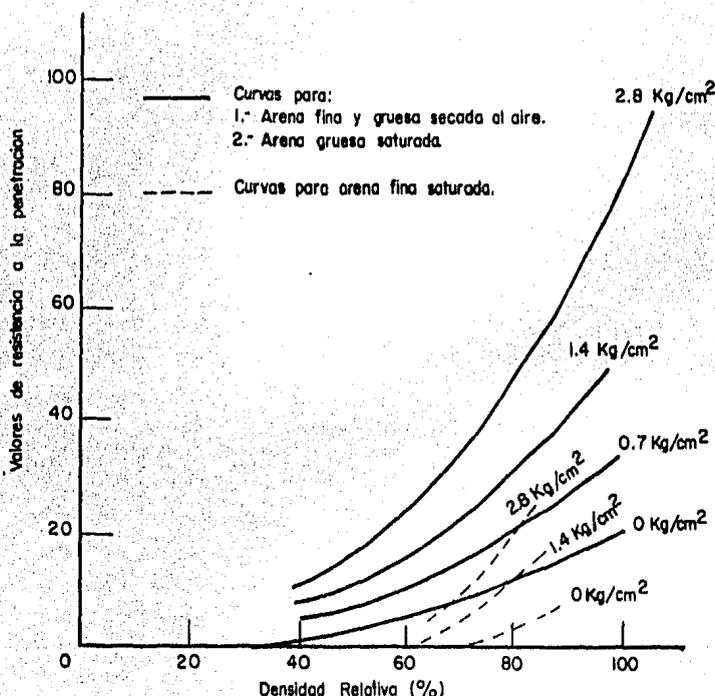


Figura III.5 Relaciones entre valores de resistencia a la penetración, - presión de sobrecarga y densidad relativa para arena, (Los valores graficados son los promedios) (Ref. 4)

1. Tiene una forma comparable con la ecuación de las curvas dadas por los resultados de Gibbs y Holtz.
2. Las variaciones en los valores de N con la presión de sobrecarga para valores altos de densidad relativa son mucho mayores que las dadas por los resultados de Gibbs y Holtz.
3. La expresión III.4 satisface aproximada y simultáneamente la correlación entre valores de N y los rangos cualitativos de densidad relativa propuesta por Terzaghi y Peck (1948) y la forma y posición de la curva atribuida a Terzaghi y Peck por el U.S.B.R. (1952)

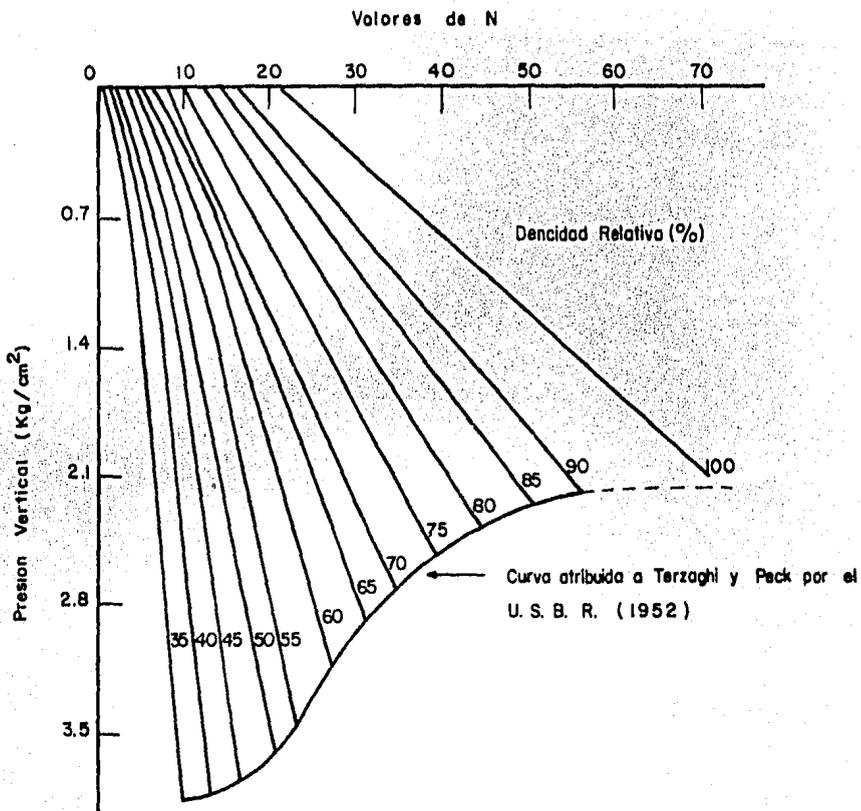


Figura III.6. Curvas propuestas por Coffman para obtener el valor corregido de N en función de el valor de N, la presión de sobrecarga y la densidad relativa (Ref. 3)

Según un análisis estadístico Bazaraa consideró que para arenas muy densas y bajo altas presiones de sobrecarga la expresión III.4 tiende a sub-estimar apreciablemente los valores de la densidad relativa, por lo que propone que esta expresión sea modificada por:

$$N = 20 D_r^2 (1 + 4P) \text{ para } P \leq 0.75 \text{ Kgs/cms}^2 \text{ --- III.5a}$$

$$N = 20 D_r^2 (3.25 + P) \text{ para } P \geq 0.75 \text{ Kgs/cms}^2 \text{ --- III.5b}$$

Finalmente tomando en consideración las expresiones anteriores Bazaraa propone corregir los valores de N por el efecto de sobrecarga por medio de las expresiones:

$$N = \frac{4N}{1+4P} \text{ para } P \leq 0.75 \text{ Kgs/cms}^2 \text{ - - - - - III.6a}$$

$$N = \frac{4N}{3.25+P} \text{ para } P \geq 0.75 \text{ kgs/cms}^2 \text{ - - - - - III.6b}$$

C. Uso de la Presión de Penetración Stándar para el Cálculo de Asentamientos en arenas.

De entre los métodos usados para el cálculo de asentamientos en arenas a partir de los resultados de pruebas de penetración estándar, se han seleccionado (para los fines del presente trabajo) cuatro; que son: el método original de Terzaghi y Peck (1948), la modificación del método original de Peck (1967), el método basado en las investigaciones de Gibbs y Holtz (1957) y el método propuesto por Bazaraa (1967)

- Tarzaghi y Peck (1948). Este método se basa en el uso de la carta de asentamientos propuesta por ellos mismos (ver figura III.7) y la cual está dada por la expresión:

$$S = \frac{3q}{N} \cdot \left(\frac{2B}{1+B}\right)^2 \text{ III.7}$$

Donde:

S = Asentamiento.

q = Carga responsable del asentamiento.

B = Ancho de la zapata

N = Resistencia a la penetración (No. de golpes)

Este método se facilita mucho usando la carta de asentamientos, en la cual conociendo el ancho de la zapata y el número de golpes se obtiene la capacidad de carga admisible para un hundimiento no mayor de 1 pulg. (2.54 cms.), con este valor se calcula el asentamiento por medio de la expresión:

$$s = \frac{q}{q_{adm}} \text{ ----- III.8}$$

Los valores de N se corrigen por efecto de sumergencia para arenas muy finas y limosas por medio de la expresión:

$$N' = 15 + \left(\frac{N - 15}{2} \right) \text{ ----- III.9}$$

La capacidad de carga admisible se corrige por el efecto de sumergencia considerando sólo la mitad de la capacidad de carga admisible.

- Peck modificado (1967). Tiene las mismas características que el método anterior; sólo que, en este método los asentamientos se calculan con la carta de asentamientos propuesto por Bazaraa la cual aparece en la figura III.8 y que esta dada por la expresión:

$$s = \frac{2q}{N} \left(\frac{2B}{1+B} \right)^2 \text{ ----- III.9}$$

- Gibbs y Holtz (1957) Este método también se basa en la carta de asentamientos de Terzaghi y Peck (expresión III.7) adicionandole las siguientes correcciones:

Presión de sobrecarga. Se corrige el valor de resistencia a la penetración (N) por medio de la figura III.6 según se vió anteriormente obteniendose el valor N_{GH} .

Sumergencia. El valor de N_{GH} se corrige por sumergencia para arenas muy finas y limosas por medio de la expresión:

$$N' = 15 + \left(\frac{N_{GH} - 15}{2} \right) \text{ ----- III.11}$$

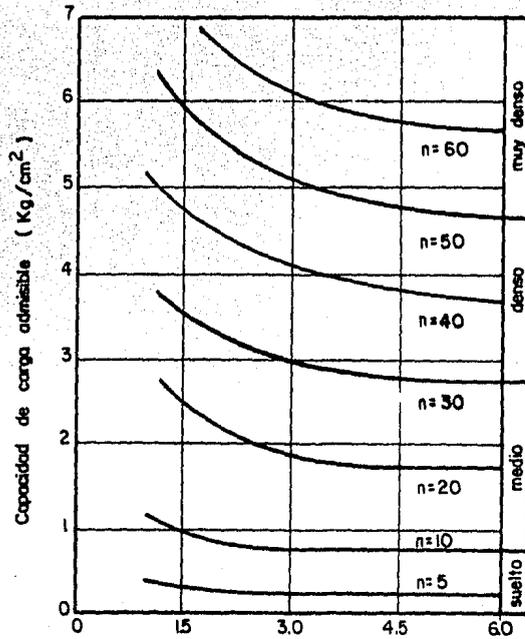


Figura III.7 Carta de asentamientos propuesto por Terzaghi y Peck - (Ref. 6)

La capacidad de carga admisible se corrige por el efecto de sumergencia, tomando sólo la mitad, es decir, el asentamiento se duplica.

- Bazaraa (1967). Al igual que el método de Peck modificado, este método está basado en la carta de asentamientos dada por la expresión III.10, adicionando las siguientes correcciones:

Presión de sobrecarga. Se corrige el valor de resistencia a la penetración por medio de las expresiones III.6a y III.6b, obteniendo así el valor N_B . El asentamiento obtenido se corrige por medio de la expresión:

$$s = X_B S_{seco} \text{ --- III.12}$$

$$X_B = \frac{P_d}{P_w} \text{ --- III.13}$$

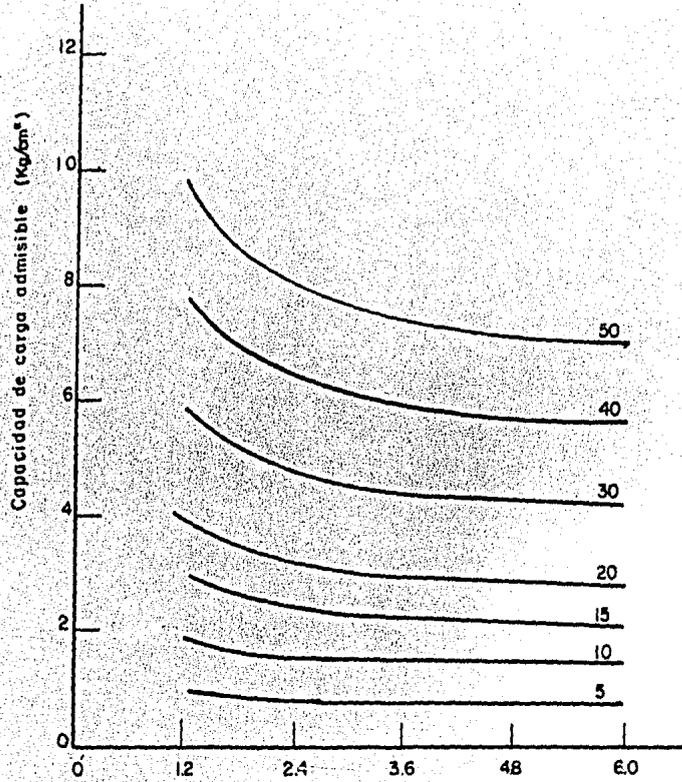


Figura III.8 Carta de asentamientos propuesta por Bazaraa (Ref. 1)

Donde:

P_d = Es la presión efectiva a una profundidad $B/2$, debajo de la base de la zapata en estado seco.

P_w = Es la presión efectiva a una profundidad de $B/2$, bajo la base de la zapata considerando la posición de N.A.F.

III.2 Pruebas de Placa.

Es un método semidirecto de obtener la capacidad de carga del suelo. Consiste en la colocación de un plato de acero de: 1 pulgada de espesor; el plato puede ser redondo con diámetro entre 6 y 30 pulgadas o cuadrado. El plato se coloca en el fondo de un pozo de prueba de 5 pies cuadrados de área, al nivel del suelo correspondiente al de una zapata propuesta y se le aplica la misma carga a que va a estar sometida ésta, registrando los asentamientos por medio de micrómetros (Ver figura III.9)

El asentamiento esperado para una zapata a partir de pruebas de placa se obtiene mediante la expresión :

$$S = S_1 \left(\frac{2B}{1+B} \right)^2 \text{ --- III.14}$$

Donde :

S = Es el asentamiento estimado para una zapata.

B = Es el ancho de la zapata.

S_1 = Es el asentamiento registrado en una prueba de placa.

La expresión III.14 fué propuesta por Terzaghi y Peck para platos de 1 pie cuadrado, por lo que, para platos de otras dimensiones no funciona. Para platos de dimensiones diferentes a la estándar Bond propone la siguiente expresión :

$$\frac{S_a / B_a}{S_p / B_p} = \left(\frac{B_a}{B_p} \right)^n \text{ --- III.15}$$

Donde:

S_a, S_p = Son asentamientos de zapata y plato respectivamente.

B_a, B_p = Son los anchos de zapata y plato respectivamente.

n = Coeficiente que depende del tipo de suelo, -- los valores de este coeficiente son:

Arcillas:	0.03 a 0.05
Arcilla arenosa:	0.08 a 0.10
Arena densa:	0.40 a 0.50
Arena medio densa:	0.25 a 0.35
Arena suelta:	0.20 a 0.25

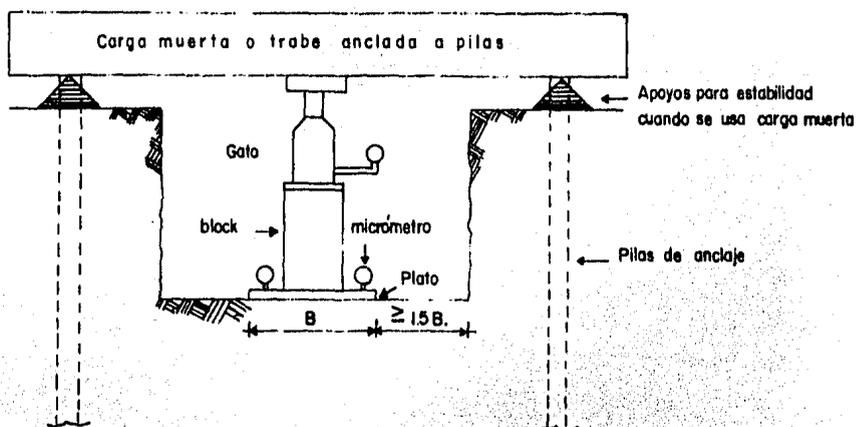


Figura III.9 Diagrama del sistema de plato de carga (Ref. 2)

El factor que más influye en este tipo de pruebas es el nivel de aguas freáticas, ya que, si el N.A.F. se encuentra próximo a la parte superior de la base del plato tiende a presentar un error del lado de la seguridad, mientras que si el N.A.F., se encuentra próximo a la parte inferior de la base del plato se presente una cohesión aparente en la arena provocando un error contrario.

Finalmente esta prueba no tiene un uso muy generalizado debido a que son muy extensas y elaboradas, así como, que se requiere un gran número de pruebas para dar una adecuada representación de las condiciones de campo.

IV. PRUEBAS DE LABORATORIO

Las pruebas de laboratorio se dividieron en tres etapas principales que fueron: formación de las probetas, obtención de módulos de deformación y obtención de la ley de resistencia.

La primera etapa fué de gran importancia, ya que, se intentaron reproducir las condiciones de campo en el laboratorio, utilizando como parámetro básico la densidad de sólidos para cada material, la densidad relativa se obtuvo como se verá más adelante, se determinaron en laboratorio las relaciones de vacíos máxima y mínima, con lo que se obtuvo la relación de vacíos requerida, el volumen de la probeta fué designado de acuerdo con las necesidades del equipo y finalmente con estos datos se determinó el peso de sólidos necesarios para el volumen requerido. La segunda etapa como se vió en el capítulo II, es básica para la determinación de las constantes que intervienen en la ley fenomenológica de los módulos de deformación. La tercera etapa se llevo a cabo con el fin de complementar la información sobre el comportamiento mecánico del material en estudio.

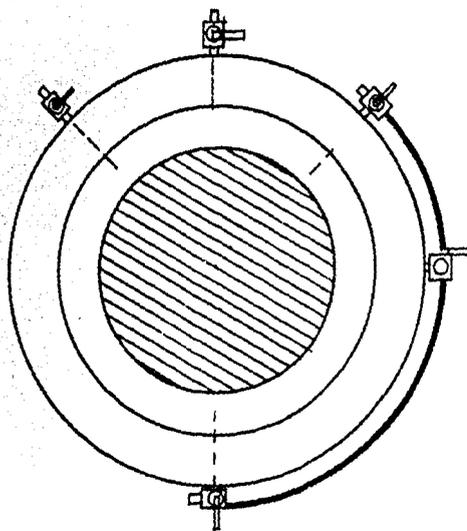
IV. Desarrollo de la Prueba.

A. Formación de la probeta. Para lograr formar la probeta, previamente se tuvo que obtener la densidad de sólidos (S_g) del material, así como su relación de vacíos máxima y mínima, para finalmente, conocido el volumen de la probeta determinar, el peso de sólidos necesario para lograr la densidad relativa deseada.

Equipo y accesorios: Base de cámara triaxial de 3"φ (ver figura IV.1)
 Mesa de vibrado
 Molde Metálico
 Báscula con aproximación de 0.01 grs.
 Membrana Impermeable
 Pipeta
 Bureta
 Soporte
 Ligas.

Procedimiento:

1. Se coloca la membrana impermeable en la base de la cámara triaxial fijandola a ésta con una liga.
2. Se coloca el molde metálico doblando el borde de la membrana impermeable sobre ésta.
3. Se mide la altura necesaria para lograr el volumen deseado y se hace una marca sobre la membrana impermeable.
4. Se conecta la bureta auxiliar a la línea de la piedra porosa inferior saturando la misma con agua destilada, cuidando no dejar aire atrapado en la línea y formando un pequeño tirante en el interior de la membrana.
5. Se introduce la arena previamente humedecida depositando la suavemente dentro de la membrana, para evitar atrapar aire dentro de la probeta.
6. Una vez introducido todo el material se inicia el vibrado, succionando la membrana, haciendo bajar paulatinamente el nivel hasta llegar a la altura deseada.
7. Se coloca la piedra porosa superior y la cabeza de la cámara triaxial fijando la membrana impermeable a ésta por medio de una liga.
8. Se baja de nivel la bureta auxiliar con el fin de hacer trabajar el agua a tensión permitiendo así a la probeta sostenerse por sí sola.
9. Se retira el molde metálico y se coloca el cilindro de la cámara triaxial.
10. Se llena la cámara triaxial de agua y se le aplica cierta presión, se retira la bureta auxiliar, dejando abiertas las válvulas que conectan las piedras porosas superior e inferior con el exterior, a fin de checar que la membrana impermeable no tenga fugas.



1. Válvula para llenado de la cámara triaxial.
2. Válvula que comunica a la piedra porosa inferior con el exterior.
3. Válvula que comunica la piedra porosa superior con el exterior.
4. Válvula de la bureta de la cámara.
5. Válvula que comunica la piedra porosa inferior con la bureta de la cámara.
6. Piedras porosas.

Figura IV. 1 Base de la cámara triaxial.

B. Módulo de deformación. En el capítulo II, se explicó en términos generales como se obtienen los módulos de deformación, a continuación se explica más detalladamente la forma en que se realiza la prueba. La programación de la prueba se realiza proponiendo un valor esperado del ángulo de fricción interna ϕ , con este valor se trazan los diagramas de Mohr, para los esfuerzos de confinamiento necesarios, obteniendo así los esfuerzos normales; se obtiene finalmente el esfuerzo desviador, se calcula la carga necesaria para alcanzar la mitad de este esfuerzo, esta carga se divide entre 10 y este es el incremento que se dará:

Equipo y accesorios. Marco de carga.

Cámara triaxial de 3" ϕ (ver figura IV.2)

Tanque regulador de presión

Micrómetro

Cronómetro.

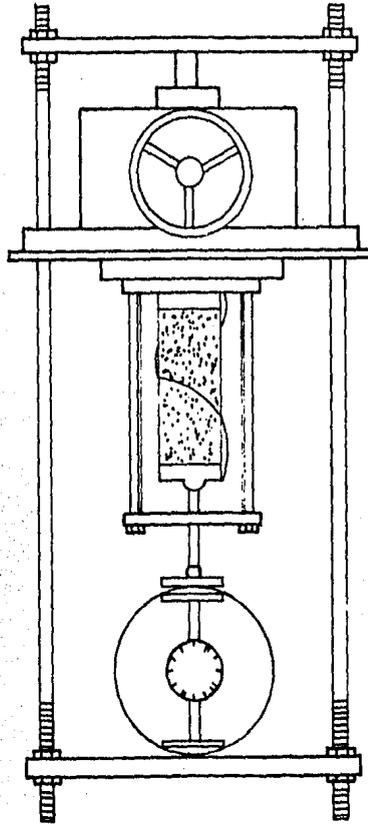


Figura IV.2 Cámara triaxial y marco de carga.

Procedimiento :

1. Se aplica la presión de confinamiento inicial, por medio del tanque regulador.
2. Se coloca el micrómetro y se ajusta tomando la lectura inicial.
3. Se aplica el primer incremento de carga y se pone en marcha el cronómetro.
4. Pasado un minuto de la aplicación de la carga se toma la lectura del micrómetro y se aplica un segundo incremento de carga.
5. Se repite el paso anterior, hasta llegar el décimo incremento una vez alcanzado éste se forman lecturas pasando uno, tres y cinco minutos con la misma carga.
6. Pasados los cinco minutos se inicia el proceso de descarga, las reducciones de carga se realizan en igual proporción que se llevo a cabo la carga y con los mismos períodos de tiempo, hasta alcanzar la descarga total.

7. Se aplica una nueva presión de confinamiento y se repiten los pasos 2 a 6, continuando así para el número de confinamiento deseado.

C. Ley de Resistencia. La obtención de la ley de resistencia se llevó a cabo por medio de pruebas multitriaxiales. La razón por la que se usó esta prueba fué debido a la facilidad que otorga de obtener varios círculos de Mohr con una sola probeta y en este caso, dadas las dificultades que se presentaron en la fabricación de las probetas no se podía tener la certeza de que las características de las probetas fueran las mismas si se hubieran formado varias para la realización de pruebas triaxiales distintas.

Equipo y accesorios: Marco de carga
 Cámara triaxial de 3" ϕ
 Tanque regulador de presión
 Micrómetro
 Cronómetro.

Procedimiento:

1. Se aplica la primera presión de confinamiento, con el tanque regulador de presión.
2. Se ajusta el micrómetro para una lectura inicial de cero.
3. Se aplica el primer incremento de carga, (se toma como referencia para éste incremento, el incremento de los módulos de deformación) y se pone en marcha el cronómetro.
4. Pasado un minuto se toma la lectura del micrómetro y se marca en una gráfica carga-deformación aplicando un nuevo incremento de carga.
5. Pasando otro minuto se repite el paso anterior y así sucesivamente siguiendo cuidadosamente la trayectoria de la curva carga-deformación.
6. Cuando la curva carga-deformación se empieza a inclinar se reducen los incrementos de carga y el tiempo de aplicación de los mismos a la mitad.
7. Cuando la inclinación de la curva carga-deformación se inclina a 45° con respecto a la horizontal se detiene el incremento de cargas, se aplica una nueva presión de confinamiento.
8. Se aplica un nuevo incremento de carga para el nuevo confinamiento.

9. Se repiten los pasos 3 a 8 para el número de presiones de confinamiento deseadas para el último confinamiento la probeta se lleva a la falla. El diagrama que se obtiene de la prueba es el que aparece en la figura IV.3

IV.2 Interpretación de los Resultados.

- Módulos de Deformación. Los datos obtenidos de esta prueba es un listado carga-deformación para cada una de las presiones de confinamiento. Con estos datos se obtiene un listado esfuerzo-deformación unitaria, y se llevan éstas a una gráfica, registrando en dicha gráfica tanto el tramo de carga como el de descarga, de donde resulta una curva parecida a las de compresibilidad como la que se muestra en la figura IV.4. Se traza una secante que una el origen de la curva con el fin de su tramo elástico y con base en ella se obtiene el módulo de deformación vertical mediante la relación:

$$M_z = \frac{\Delta \epsilon}{\Delta \sigma} \quad \dots \dots \dots \text{IV.1}$$

Una vez calculados todos los módulos de deformación vertical para cada una de las presiones de confinamiento se grafican éstas en una escala doble logarítmica (ver figura 11.5) pudiéndose obtener así los parámetros necesarios para expresar numéricamente la ley fenomenológica, es decir, la pendiente (n) y la ordenada al origen (Co)

- Prueba multitriaxial. El dato que se obtiene de esta prueba es, una gráfica carga-deformación (figura IV.3) en la cual para las cuatro primeras presiones de confinamiento se tienen trazadas las curvas hasta que éstas cambian su curvatura a 45° y para el último confinamiento se tiene la curva hasta la falla.

Se toma la carga y deformación correspondiente a la falla, se traza una recta tangente a 45° encontrando así el punto donde la curva toma dicha inclinación; se obtiene una relación entre los dos puntos, relacionando el segundo como un porcentaje del primero, con esta relación (partiendo del razonamiento propuesto por Zeevaert, que dice que para una misma probeta la relación entre los puntos correspondientes a 45° y la falla se mantienen constantes independientemente de la presión de confinamiento) se obtienen las cargas y deformaciones correspondientes a la falla para cada una de las presiones de confinamiento.

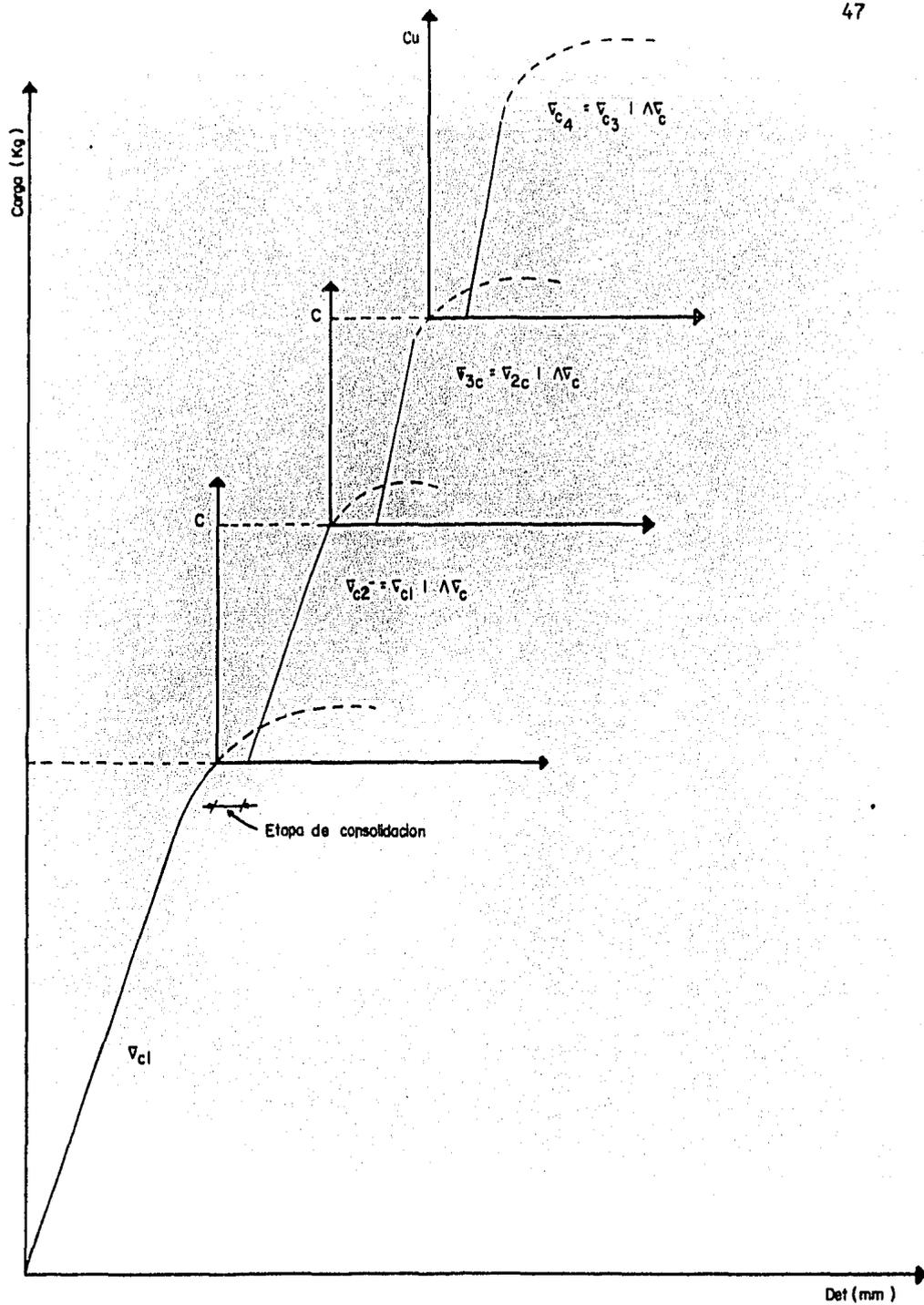


Figura IV.3 Diagrama Carga-Deformación de una prueba Multitriaxial.

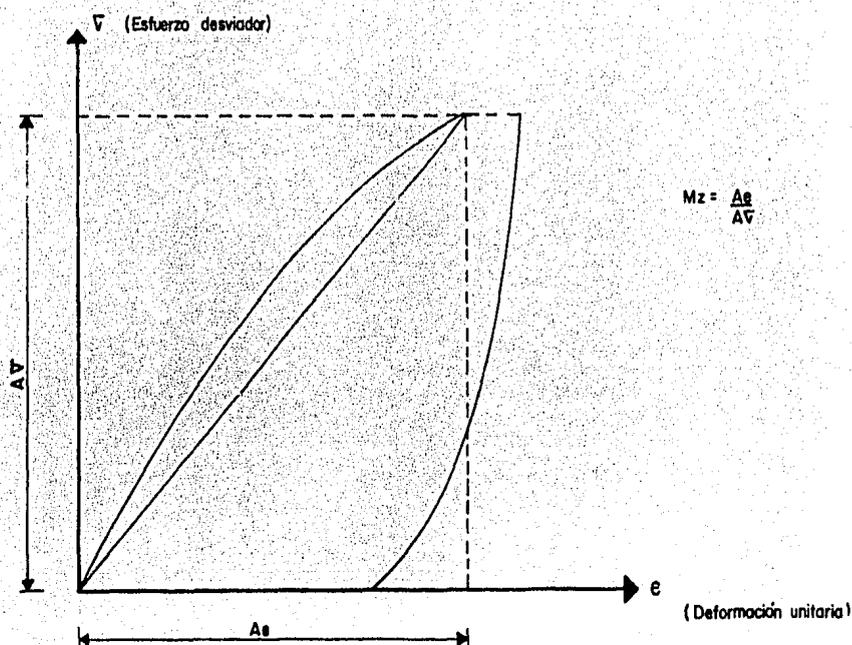


Figura IV.4 Obtención del Módulo de Deformación a partir de pruebas de laboratorio.

Una vez obtenidos los valores de carga y deformación a la falla se calculan los esfuerzos desviadores obteniéndose así el esfuerzo σ_1

Se obtienen los valores de P y Q los cuales están expresados por:

$$P = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \quad \text{--- --- --- IV.2}$$

$$Q = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \quad \text{--- --- --- IV.3}$$

Se grafican estos valores obteniéndose una recta como la mostrada en la figura IV.5 pudiendo obtener el valor del ángulo de fricción interna del material mediante la expresión:

$$\phi = \text{sen}^{-1} (\tan \alpha) \quad \text{--- --- --- IV.4}$$

y el valor de C por medio de la expresión:

$$c = \frac{c'}{\cos \phi} \quad \text{--- --- --- IV.5}$$

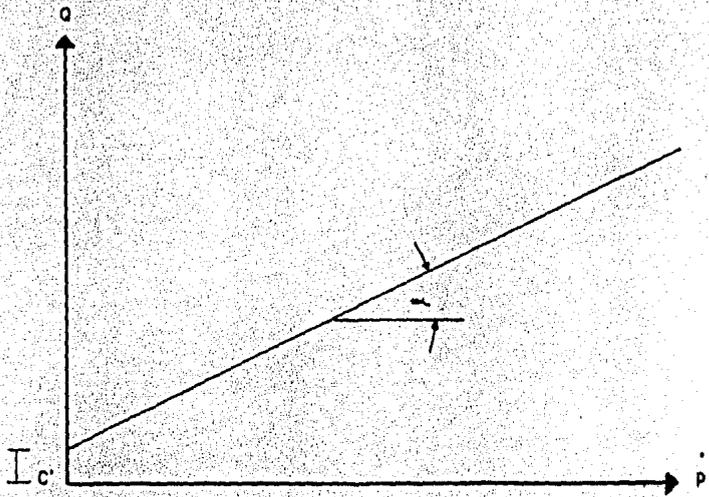
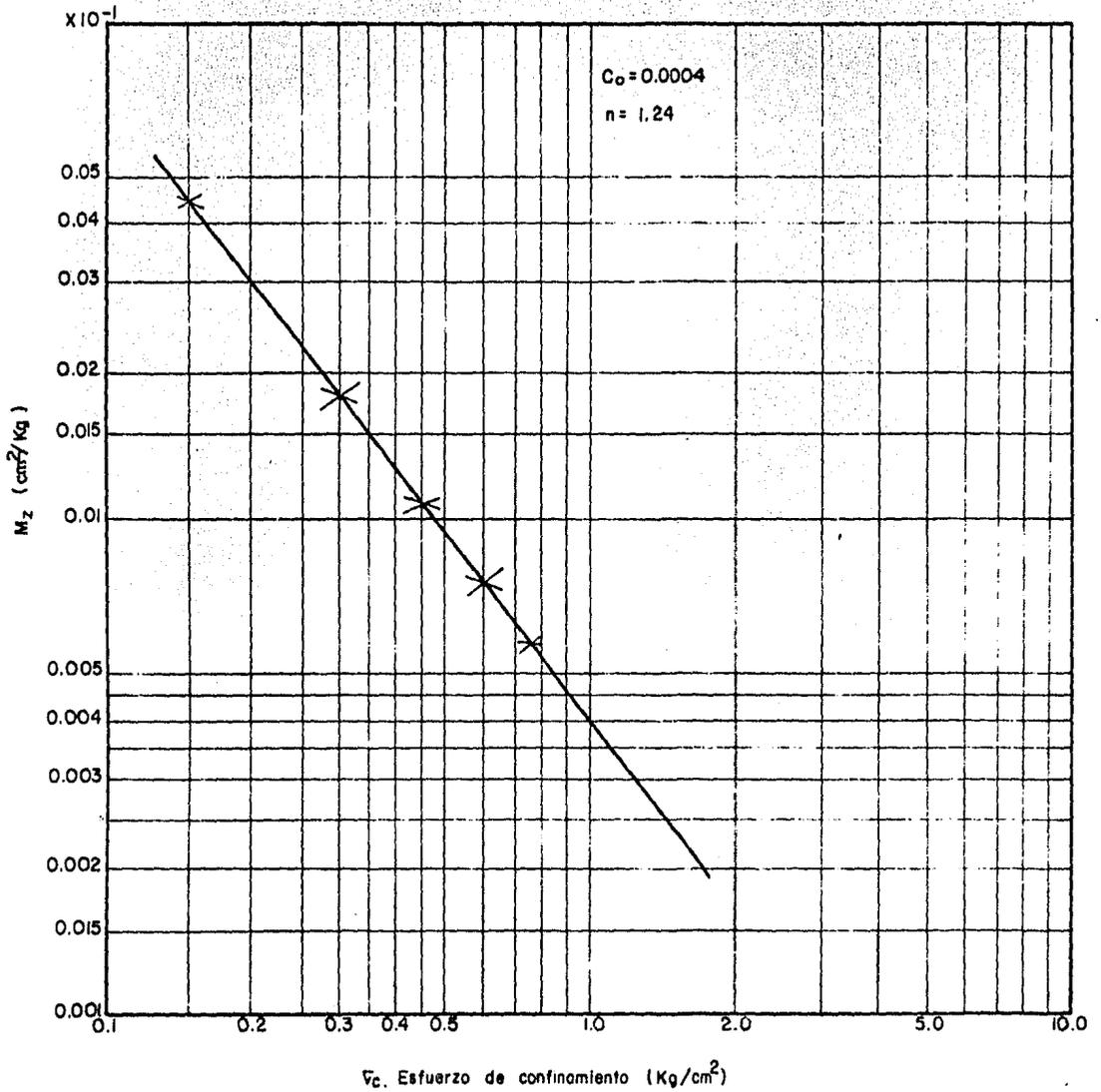


Figura IV.5 Representación gráfica de los resultados de una prueba multitriaxial.

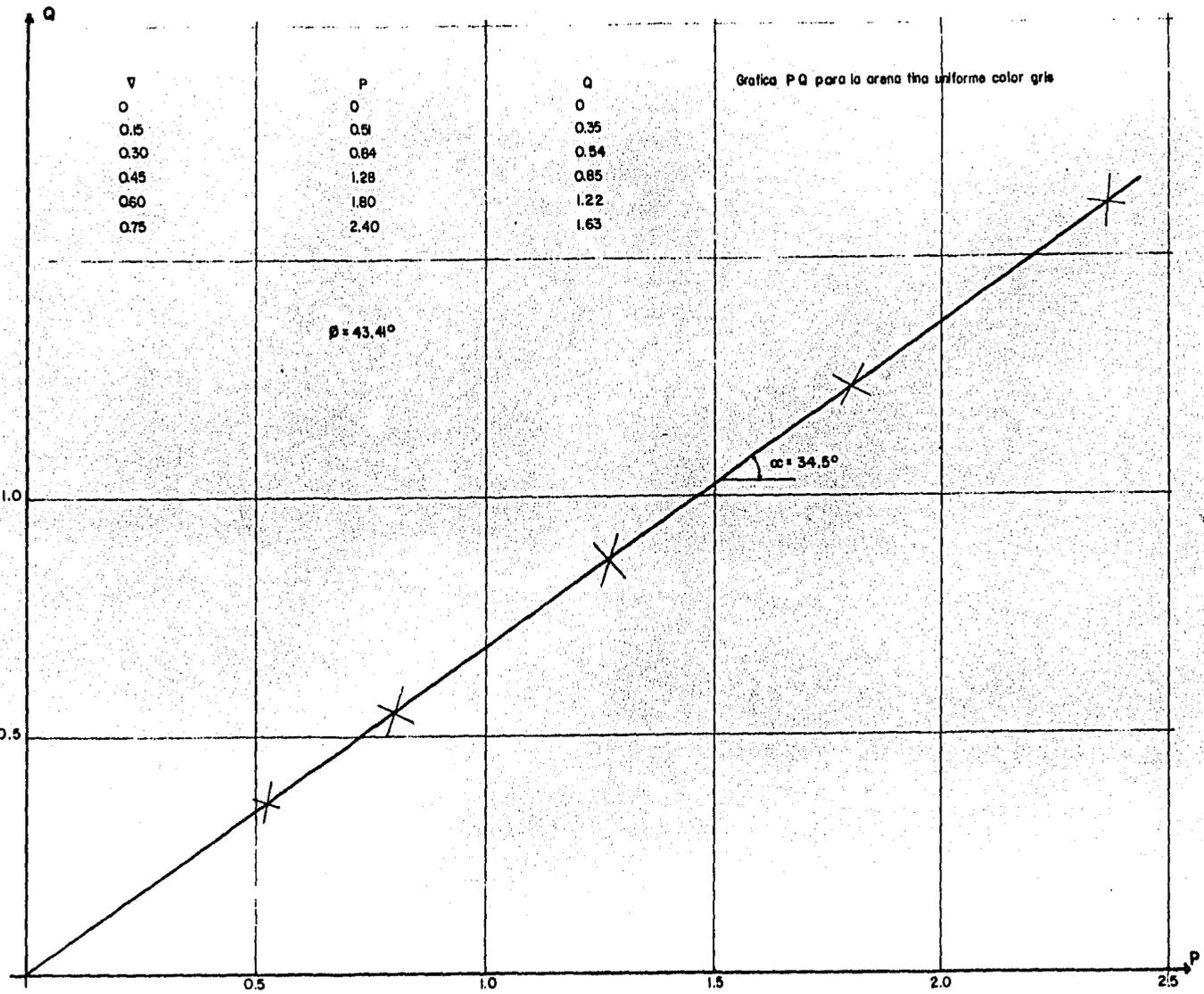
IV.3. Resultados de las Pruebas de Laboratorio.

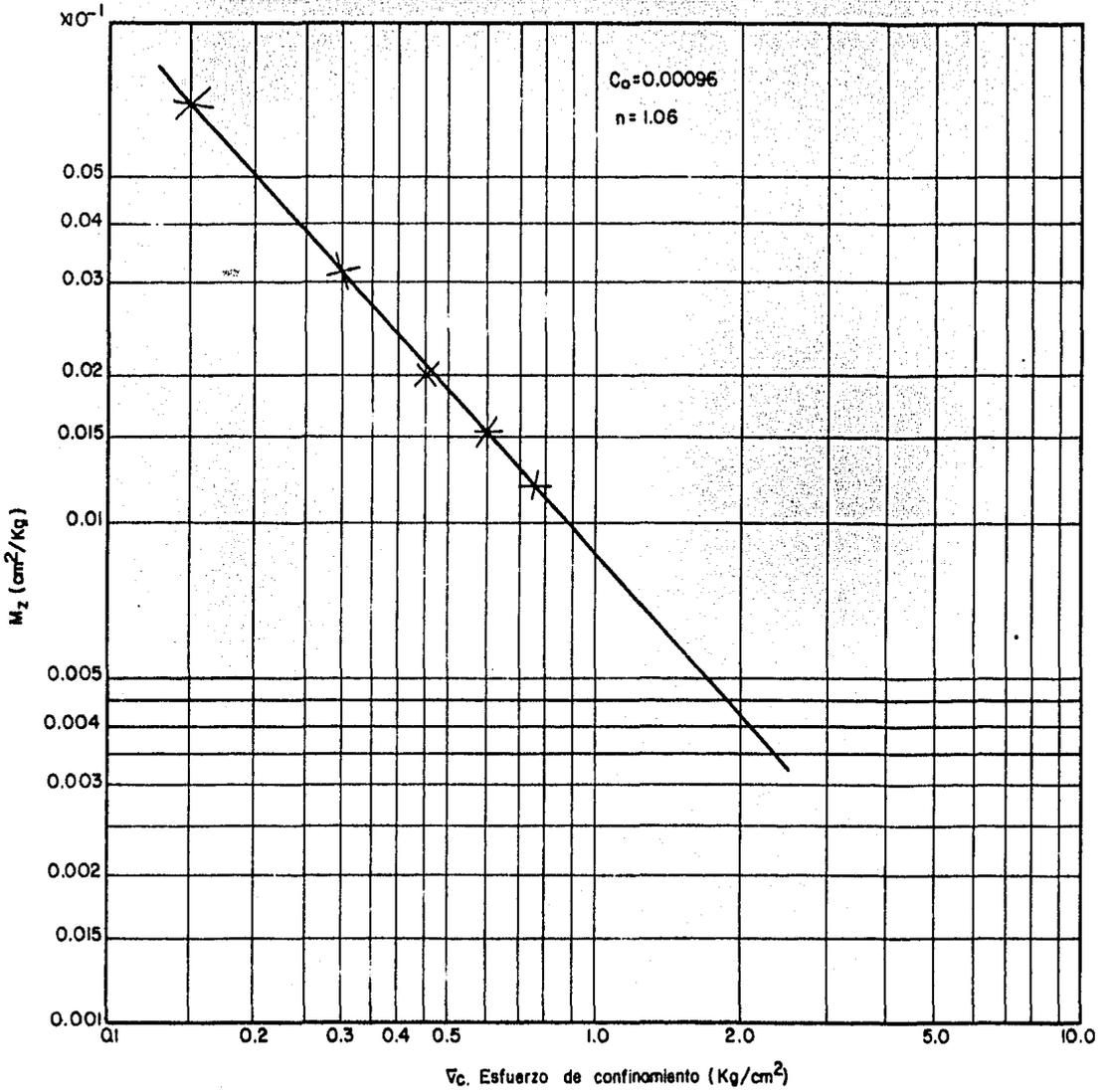
Las pruebas de laboratorio se realizaron en dos tipos distintos de materiales. El primero consistía en una arena fina limpia uniforme color negro, el segundo consistía en una arena muy fina con poco limo, uniforme, color gris.

Los resultados de las pruebas de laboratorio se presentan resumidas a continuación.

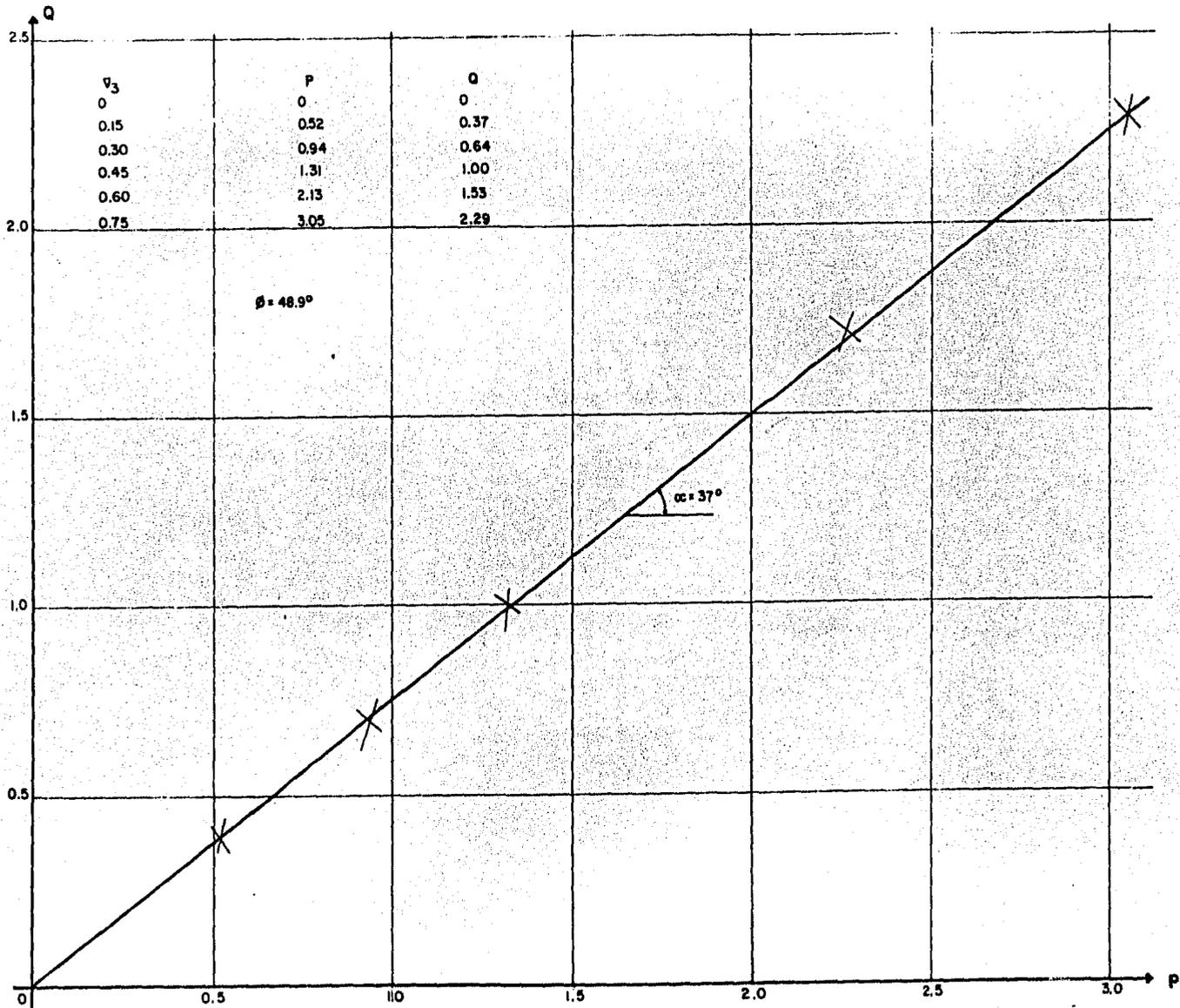


Modulo de deformacion para la arena fina, uniforme color negro.





Modulo de deformacion para la arena fina uniforme color gris.



V. CASOS PROPUESTOS.

Caso No. 1. Debido a la falta de información existente de asentamientos medidos, para este caso se propone el uso de información bibliográfica tomada de la ref. 2, el uso de esta información tiene como finalidad tratar de establecer una comparación entre los asentamientos calculados por medio del método Zeevaert y los demás métodos basados en la prueba de penetración estándar y los asentamientos medidos. Esta comparación es únicamente de tipo cualitativa ya que el emplear, para las pruebas de laboratorio un material completamente distinto al que existía en el campo, los factores que intervienen en la compresibilidad de los suelos granulares tales como, tamaño forma, distribución y resistencia de las partículas influyen considerablemente en los resultados obtenidos.-
El caso consiste en lo siguiente:

Condiciones del Suelo. La figura V-1, presenta los datos obtenidos de diversos sondeos en el sitio. Los ocho sondeos indican la existencia de un relleno de 0.6 mts. de espesor promedio, seguido por 9.00 mts. de espesor de arena fina, soportada por un estrato de arcilla azul. Los valores de N promedio para los sondeos fueron 31, 24, 30, 26, 32, 17, 29 y 27. El peso específico del relleno es de 1.5 t/m^2 , mientras que el de la arena es de 1.92 t/m^2 . El nivel de aguas freáticas se encontraba a 0.6 mts. de profundidad.

Estructura y cimentación. Se trata de una estructura de concreto reforzado de 26.0×26.5 mts., cimentado a base de una losa la cual transmite una presión de 17.1 ton/mts.^2 . El desplante de la losa fué a 1.8 mts. de profundidad de la superficie del suelo, como se muestra en la figura V.2

Para este caso se empleó para las pruebas de laboratorio arena fina, -
limpia, uniforme color negro y los resultados de las pruebas de labora-
torio aparecen en el capítulo anterior. De acuerdo con la referencia
citada anteriormente los asentamientos medidos para este caso fueron -
de 1.2 pulgs. es decir 3.05 cms.

Caso No. 2 Este caso se propone como una comparación cualitativa de -
los asentamientos calculados por cada uno de los métodos, ya que, para
este caso se contó con material tomado de un sondeo realizado mediante
pruebas de penetración estándar contándose además con el registro de --
campo. El sondeo fué realizado para la obra CICARSA, ubicada en el --
Puerto de Lázaro Cárdenas, Mich. La estructura empleada fué inventada
con el fin de poder realizar los cálculos y obtener parámetro de compa-
ración.

Condiciones del suelo. Un estrato de 12 mts. de profundidad de arena
fina poco limosa, con mica y fragmentos de concha, color gris con un -
peso específico de 1.90 ton/m^3 ; seguido por un estrato 6.5 mts. de li-
mo de baja plasticidad, gris, arenoso, con mica, fragmentos de concha
e inclusiones de materia orgánica; seguido por 3 mts. de arcilla de ba-
ja plasticidad, gris arenosas con inclusiones de materia orgánica. El
perfil estratigráfico se presenta en la figura V.3. El nivel de aguas
freáticas se encontró a 1.32 mts.

Estructura y cimentación. Se trata de un edificio de concreto reforza-
do que cubre un área de 600 m. (20 x 30). La carga total que transmi-
te el suelo es de 7 260 tons. Su cimentación es a base de una losa --
desplantada a 4.0 mts. de profundidad de la superficie del suelo.

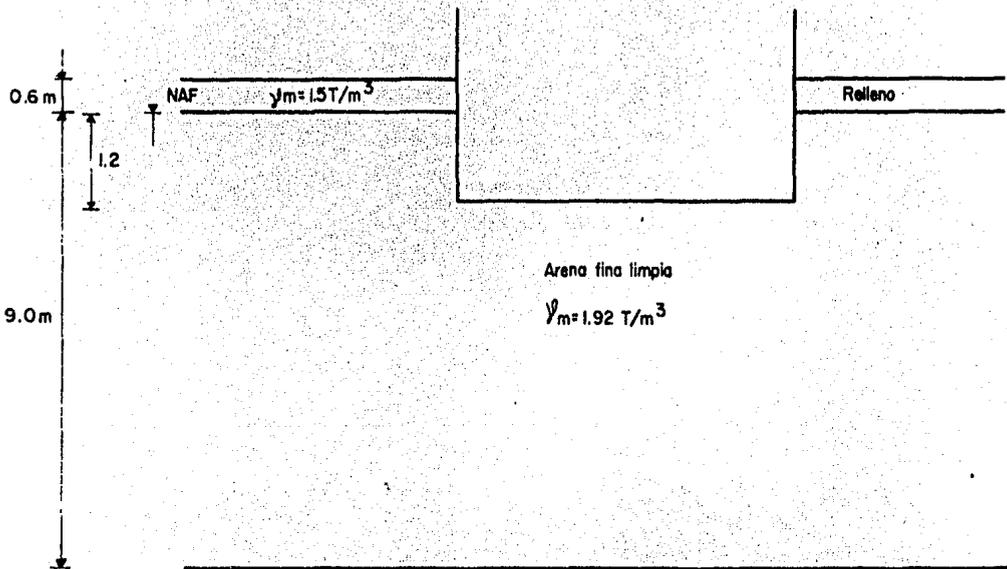


Figura V.2 Estructura caso No. 1

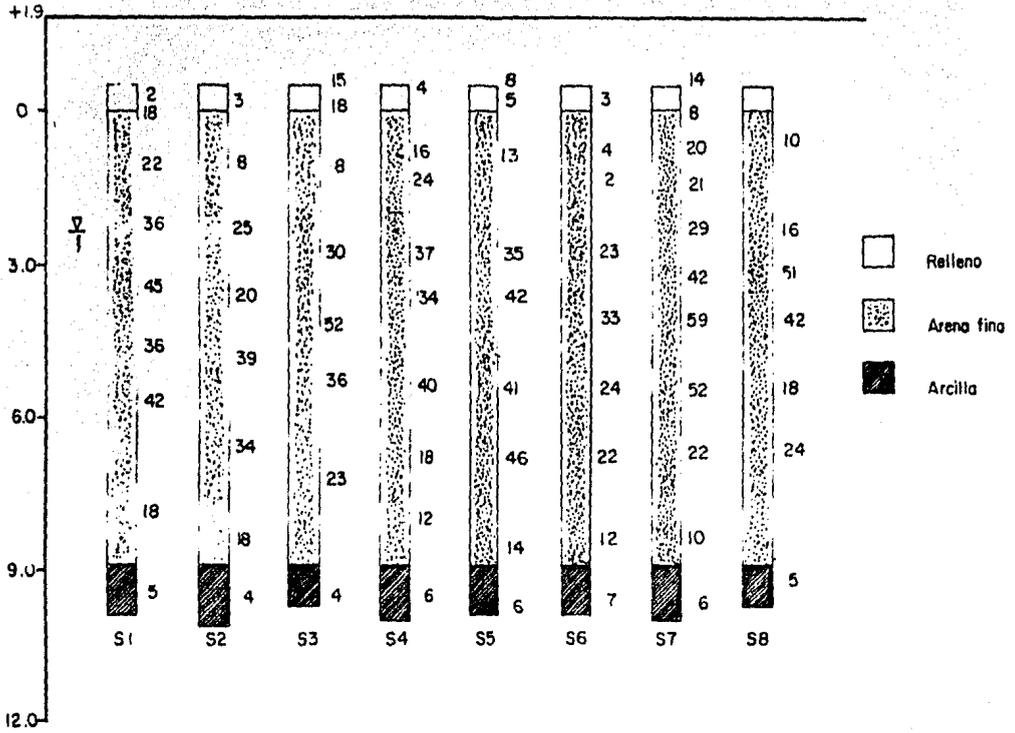


Figura V.1. Datos de sondeos del caso No. 1

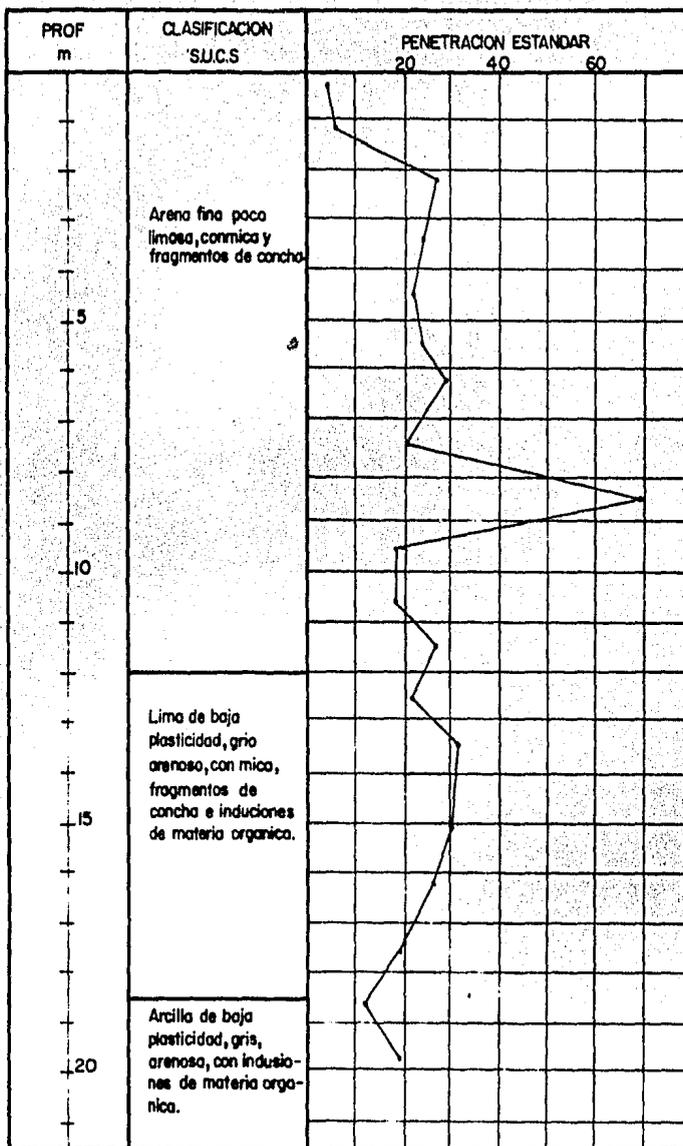


Figura V.3 Estratigrafía caso 2

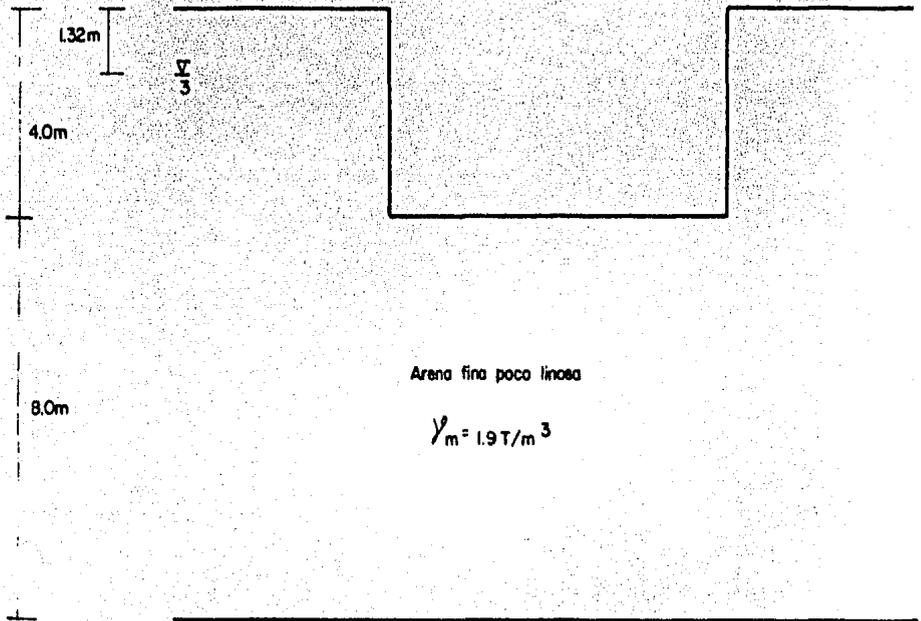


Figura V.4 Estructura. Caso No. 2

VI. CALCULO DE ASENTAMIENTOS.

El asentamiento calculado es el máximo, es decir, se tomó el valor de resistencia a la penetración menor y los esfuerzos al centro de la estructura. Para tratar de reproducir las condiciones de campo en el laboratorio se empleó la densidad relativa como parámetro, basándose en los resultados obtenidos por Coffman a partir de la investigación de Gibbs y Holtz que aparece en la figura III.6.

Caso No. 1 El ancho de la losa es $B = 26.00$ m

Presión que ejerce el edificio sobre el suelo =
 $17 \text{ ton/m}^2 = 1.7 \text{ Kg/cm}^2$

Presión de sobrecarga = $0.6 \times 1.5 + 1.2 \times 0.92$
 $= 2.00 \text{ ton/m}^2 = 0.2 \text{ Kg/cm}^2$

Método de Terzaghi y Peck

Presión responsable del asentamiento = 1.70 Kgs/cms^2

N mínimo = 17

Como se trata de arena muy fina sumergida el valor de N se corrige de acuerdo con la expresión:

$$N = 15 + \frac{(N-15)}{2}$$

N corregido = 16

La capacidad de carga admisible para este material, para que la estructura no se asiente más de una pulgada, de acuerdo con la carta de asentamientos de Terzaghi y Peck es:

$$q_{adm} = 1.44 \text{ Kgs/cm}^2$$

Como se trata de un suelo sumergido se divide la capacidad de carga entre dos quedando el asentamiento:

$$s = \frac{1.70}{0.72} = 2.36 \text{ pulg.} = 6.0 \text{ cms.}$$

Método de Peck Modificado:

Presión responsable del asentamiento = 1.70 Kgs/cm²

$$N = 15 + \frac{(N-15)}{2}$$

$$N \text{ corregido} = 16$$

El factor de corrección del asentamiento por el efecto de sumergencia es de acuerdo con Bazaraa:

$$\chi_B = \frac{13.0 \times 1.92}{13.0 \times 0.92} = 2.0$$

finalmente el asentamiento es:

$$S = 2.0 \times \left[\frac{2 \times 1.7}{16} \left(\frac{2 \times 26}{26+1} \right)^2 \right]$$

$$S = 1.58 \text{ pulg} = 4.0 \text{ cms.}$$

Método de Gibbs y Holtz.

Presión responsable del asentamiento = 1.7 kgs/cm²

$$N \text{ mínimo} = 17$$

Corrigiendo el valor de N por sumergencia

$$N \text{ corregido} = 16$$

Corrigiendo el valor de N por presión de sobrecarga, se tiene de la figura III.6

$$N_{GH} = 40$$

El factor de corrección del asentamiento por sumergencia es de acuerdo con Bazaraa:

$$\chi_B = 2.0$$

finalmente el asentamiento es:

$$S = 2.0 \times \left[\frac{3 \times 1.7}{40} \left(\frac{2 \times 26}{26+1} \right)^2 \right]$$

$$S = 0.95 \text{ pulg} = 2.40 \text{ cms.}$$

Método de Bazaraa

Presión responsable del asentamiento = 1.7 Kgs/cms²

N mínimo = 17

Corrigiendo el valor de N por presión de sobrecarga:

$$N_B = \frac{4 \times 17}{3.25 + 0.25} (0.2) = 20$$

El factor de corrección del asentamiento por el factor de sumergencia es:

$$X_B = 2.0$$

finalmente el asentamiento es:

$$S = 2.0 \left[\frac{2 \times 1.7}{20} \left(\frac{2 \times 26}{26+1} \right)^2 \right]$$

$$S = 1.26 \text{ pulg} = 3.20 \text{ cms.}$$

Método de Zeevaert

Presión de sobrecarga a la mitad del estrato compresible

$$0.6 \times 1.5 + 4.5 \times 0.92 = 5.04 \text{ tons/m}^2 = 0.5 \text{ Kgs/cm}^2$$

N mínima = 17

De la figura III.6 con un número de golpes igual a 17 y una presión de sobrecarga de 0.5 Kgs/cms². se obtiene una $D_R = 75\%$ que fué la empleada para la prueba de laboratorio.

$$\text{Presión del material excavado} = 1.5 \times 0.6 + 1.2 \times 0.92 = 2.0 \text{ tons/m}^2$$

$$\sigma_F = 0.5 - 0.2$$

$$\sigma_T = 0.3 \text{ Kgs/cm}^2$$

Presión aplicada por el edificio = 1.7 Kgs/cm^2

Calculando la presión a la mitad del estrato compresible por Fröhlich cuando $\chi = 4$.

$$B = 13.25 \text{ mts.} \quad X = 13.0 \text{ mts.} \quad Z = 3.6 \text{ mts.} \quad \lambda = 26.0$$

$$\alpha_0 = 44.37^\circ \quad \psi_1 = 85.6^\circ \quad \psi_2 = 0^\circ$$

$$\frac{1}{X} = 0.4598$$

$$\Delta\sigma = 1.7 \times 0.4598 \times 2.0 = 1.56 \text{ kgs/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1.86 \text{ Kgs/cm}^2$$

De la tabla II.1

$$K_0 = 0.33 \quad \nu = 0.25$$

De la tabla II.3 y considerando que al ser fina la arena tiende a tener una deformación viscoplástica mayor se tiene que:

$$K_v = 0.5$$

Las presiones de confinamiento son:

$$\sigma_c = \frac{1+2K_0}{3} \sigma_2$$

$$\sigma_c = 0.55\sigma_2$$

$$\sigma_{c1} = 0.17 \text{ kgs/cms}^2.$$

$$\sigma_{c2} = 1.02 \text{ kgs/cms}^2.$$

De los resultados de la prueba de laboratorio.

$$c_0 = 0.0004 \quad n = 1.24$$

Con estos datos tenemos de la expresión II.21

$$M_{ep_{prom}} = \frac{0.0004}{1 - 1.24} \left[\frac{1.02^{-0.24} - 0.17^{-0.24}}{1 - 0.17} \right]$$

$$M_{ep_{prom}} = 0.00105$$

$$v_c = \frac{(1 + 0.25)(1 - 2(0.25))}{(1 - 0.25)} \quad (\text{De la expresión II.21})$$

$$v_c = 0.83$$

finalmente el asentamiento es de acuerdo con la expresión II.27

$$\delta = 0.83 (0.00105) (1 + 0.5) (1.56) (720) = 1.47$$

$$\delta = 1.47 \text{ cm.}$$

Caso No. 2 El ancho de la losa B = 20.0 mts.

$$\begin{aligned} \text{Presión que ejerce el edificio sobre el suelo} &= 7260/600 = \\ 12.1 \text{ tons/m}^2 &= 1.21 \text{ Kgs/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Presión de sobrecarga} &= 1.32 \times 1.9 + 2.68 \times 0.9 = 4.92 \text{ tons/m}^2 \\ &= 0.49 \text{ Kgs/cm}^2 \end{aligned}$$

Método de Terzaghi y Peck

$$\text{Presión responsable del asentamiento} = 1.21 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$N \text{ mínima} = 18$$

Como se trata de una arena muy fina con pocos finos el valor de N se corrige por sumergencia por medio de la expresión

$$N = 15 + \frac{(N-15)}{2}$$

N corregido = 17

La capacidad de carga admisible para este material, para que la estructura no se sienta más de una pulgada, de acuerdo con la carta de asentamiento de Terzaghi y Peck es:

$$q_{adm} = 1.56 \text{ Kgs/cm}^2$$

Como se trata de un suelo sumergido se divide la capacidad de carga entre dos quedando el asentamiento.

$$S = \frac{1.21}{0.78} = 1.55 \text{ pulg} = 3.94 \text{ cms.}$$

Método de Peck Modificado:

$$\text{Presión responsable del asentamiento} = 1.21 \text{ Kgs/cm}^2$$

N mínimo = 18

Corrigiendo el valor de N por sumergencia :

N corregido = 17

El factor de corrección del asentamiento por el efecto de sumergencia es de acuerdo con Bazaraa:

$$X_B = \frac{10 \times 1.9}{10 \times 0.9} = 2.0$$

finalmente el asentamiento es:

$$S = 2.0 \times \left[\frac{2 \times 1.21}{17} \left(\frac{2 \times 20}{20+1} \right)^2 \right]$$

$$S = 1.03 \text{ pulg.} = 2.62 \text{ cms.}$$

Método de Gibbs y Holtz :

$$\text{Presión responsable del asentamiento} = 1.21 \text{ Kgs/cm}^2$$

N mínima = 18

corrigiendo el valor de N por sumergencia:

$$N \text{ corregido} = 17$$

corrigiendo el valor de N por el efecto de presión de sobrecarga se tiene de la figura III.6

$$N_{GH} = 36$$

El factor de corrección del asentamiento por sumergencia es de acuerdo con Bazaraa:

$$X_B = 2.0$$

finalmente el asentamiento es:

$$s = 2.0 \times \left[\frac{3 \times 1.21}{36} \left(\frac{2 \times 20}{20+1} \right) \right]$$

$$s = 0.73 \text{ pulg} = 1.86 \text{ cms.}$$

Método de Bazaraa:

$$\text{Presión responsable del asentamiento} = 1.21 \text{ Kgs/cms}^2$$

$$N \text{ mínimo} = 18$$

corrigiendo el valor de N por presión de sobrecarga:

$$N_B = \frac{4 \times 18}{3.25 + 0.25 (0.49)}$$

$$N_B = 21$$

El factor de corrección del asentamiento por el factor de sumergencia es:

$$X_B = 2.0$$

finalmente el asentamiento es:

$$s = 2.0 \times \left[\frac{2 \times 1.21}{21} \left(\frac{2 \times 20}{20+1} \right)^2 \right]$$

$$s = 0.84 \text{ pulg.} = 2.12 \text{ cms.}$$

Método de Zeevaert

$$\begin{aligned} \text{Presión de sobrecarga a la mitad del estrato compresible} &= \\ 1.32 \times 1.9 - 6.68 \times 0.9 &= 8.52 \text{ tons/m}^2 \\ &= 0.85 \text{ Kgs/cm}^2 \end{aligned}$$

$$N \text{ mínima} = 18$$

De la figura III.6 con un número de golpes igual a 18 y una presión de sobrecarga de 0.85 kgs/cm^2 se obtiene una $D_R = 75\%$ que fué la empleada para la prueba de laboratorio.

$$\begin{aligned} \text{Presión del material excavado} &= 1.32 \times 1.9 = 2.68 \times 0.9 = \\ &= 4.92 \text{ tons/m}^2 \\ &= 0.49 \text{ Kgs/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= 0.85 - 0.49 \\ \sigma_1 &= 0.36 \text{ kgs/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Presión aplicada al suelo el edificio} = 1.21 \text{ kgs/cm}^2$$

Presión aplicada a la mitad del estrato compresible por --
Fröhlich cuando $\chi = 4$

$$\begin{aligned} B &= 15 \text{ mts.} & x &= 10 \text{ mts.} & z &= 4.0 \text{ mts.} & \lambda &= 20 \text{ mts.} \\ \alpha_0 &= 54.32^\circ & \psi_1 &= 84.28^\circ & \psi_2 &= 0^\circ \end{aligned}$$

$$\frac{I}{X} = 0.4868$$

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_1 &= 1.21 \times 0.4868 \times 2 = 1.17 \text{ Kp/cms}^2. \\ \sigma_2 &= 1.53 \text{ Kgs/cms}^2. \end{aligned}$$

De la tabla II.1

$$K_0 = 0.33 \quad \nu = 0.25$$

De la tabla II.3 y considerando que al ser fina la arena tiende a tener una deformación viscoplástica mayor se tiene que:

$$K_v = 0.5 \text{ Kgs/cms.}^2$$

Las presiones de confinamiento son:

$$\sigma_c = \frac{1 + 2 K_0}{3} \sigma_z$$

$$\sigma_c = 0.55 \sigma_z$$

$$\sigma_{c1} = 0.20 \text{ Kgs/cms.}^2$$

$$\sigma_{c2} = 0.84 \text{ Kgs/cms.}^2$$

De los resultados de la prueba de laboratorio

$$C_0 = 0.00096 \quad n = 1.06$$

Con estos datos tenemos de la expresión II.21

$$M_{ep_{prom}} = \frac{0.00096}{1 - 1.06} \left[\frac{0.84^{-0.06} - 0.2^{-0.06}}{0.84 - 0.2} \right]$$

$$M_{ep_{prom}} = 0.00227$$

$$v_c = \frac{(1 - 0.25) (1 - 2 (0.25))}{(1 - 0.25)} \quad (\text{De la expresión II.27})$$

$$v_c = 0.83$$

finalmente el asentamiento es de acuerdo con la expresión II.

$$\delta = 0.83 (0.00227) (1 + 0.5) (1.17) (800) = 2.64$$

$$\delta = 2.64 \text{ cms.}$$

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

Antes de poder realizar una comparación entre los casos aquí propuestos, es necesario analizar la confiabilidad de los métodos basados en la prueba de penetración, para ello se tomaron resultados del trabajo de Bazaraa, el cual utilizó estos métodos para 21 casos reales, teniendo además mediciones en el sitio, llegó a la siguiente conclusión: Los asentamientos calculados por el método de Terzaghi y Peck fueron entre 1.04 y 4.64 veces los asentamientos medidos, con un promedio de 3; los asentamientos calculados por el método de Peck modificado fueron 1.6 veces el asentamiento medido; los asentamientos calculados por el método de Gibbs y Holtz fueron entre 1.21 a 1.41 veces, el asentamiento medido, sin embargo este método tiende a subestimar el asentamiento, ya que, en 12 casos los asentamientos calculados fueron 0.77 veces el asentamiento medido; finalmente los asentamientos calculados por el método de Bazaraa fueron 1.5 veces el asentamiento medido y en 9 casos los asentamientos fueron subestimados en 0.97 veces el asentamiento medido, esto hace pensar que los métodos más aproximados son el de Gibbs y Holtz y el de Bazaraa.

Por otro lado a continuación se presenta una tabla con el resumen de los asentamientos calculados en cms.

Método	Caso 1	Caso 2
Terzaghi y Peck	6.0	3.94
Peck Modificado	4.0	2.62
Gibbs y Holtz	2.40	1.86
Bazaraa	3.20	2.12
Zeevaert	1.47	2.64

Para el caso 1. Se observa que el asentamiento calculado por el método de Zeevaert es bastante menor que el calculado por los otros métodos y que el medido, cabe notar sin embargo, que esto puede ser -- provocado por no haber dispuesto de material tomado del sitio en estudio, lo que conduce a pensar que el material tomado para las pruebas no fué el óptimo.

Para el caso 2. El asentamiento calculado tiende a sobrestimar el asentamiento en relación con el método de Gibbs y Holtz y el de Bazaraa, aproximándose al de Peck modificado, sin embargo hay que notar que los métodos de Bazaraa y de Gibbs y Holtz tienden a subestimar el asentamiento, quedando así el método de Zeevaert del lado de la seguridad. Otro aspecto que es importante notar, es que debido a -- las limitaciones del equipo de laboratorio no fué posible medir la deformación viscoplástica, por lo que el factor de Kv se tuvo que tomar de tablas, reduciendo la aproximación del método.

Tomando en cuenta lo anterior se puede llegar a las siguientes conclusiones:

- a) El método de Zeevaert es un método confiable debido a que la mayor parte de los parámetros necesarios para su aplicación -- son medibles en el laboratorio.
- b) Todos los factores que intervienen en la compresibilidad de las arenas tales como: tamaño, forma y distribución de las -- partículas, posición del nivel de aguas freáticas, etc. quedan considerados dentro de la realización de las pruebas de -- laboratorio.
- c) El método presenta la innovación de usar la prueba de compresión triaxial para la medición de la deformabilidad del suelo y no sólo para la obtención de la resistencia al esfuerzo cortante.

- d) La reproducción de las condiciones de campo en el laboratorio utilizando como parámetro la densidad relativa dan una aproximación bastante razonable en los resultados finales.

- e) Los asentamientos calculados por el método de Zeevaert son -- confiables, como se puede observar en el caso 2, en el cual - el material usado fué obtenido de un sondeo real y el asentamiento obtenido fué razonable en relación con los otros métodos.

VIII. BIBLIOGRAFIA

1. Bazarra, ARSS (1967)
Use of The Standard Penetration Test for Estimating Settlements
of Shallow Foundation on Sands.

Ph D. Thesis

University of Illinois

Urbana, Illinois.
2. Bowles, Joseph E. (1977)
Foundation Analysis and Design

Mc Graw Hill
3. Coffman, B.S. (1960)
Estimating the Relative Density of Sands

Civil Engineering

October, 1960
4. Gibbs, H.J. and Holtz, W.H. (1957)
Research on Determining the Density of Sands by Spoon
Penetration Testing

4 th Int. Conf. on Soil Mech and Found Engr.

London, Vol 1 p.35
5. Jordan E.E (1977)
Settlement in Sand Methods of Calculating and Factors
Afecting

Ground Engineering

6. Juárez, B.E. Rico, R.A. (1980)
Mecánica de Suelos
Limusas
México
7. Paniagua, N.F.J., Sánchez, F.R. (1983)
Pruebas de Laboratorio para Determinar la Compresibilidad de Arenas.
Tesis, U.N.A.M.
8. Peck, R.B. Hanson, W.E., Thornburn, T.H. (1974)
Foundation Engineering
John Wiley and Sons
New York
9. Sifuentes, V.A. (1980)
Asentamientos en arenas
Tesis, U.N.A.M.
10. Terzaghi, K., Peck, R.B. (1976)
Soils Mechanics in Engineering Practice
John Wiley and Sons
New York
11. Zeevaert, L. (1973)
Faoundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions
Van Nostrand-Reinhold
New York