



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

28
160

PRUEBAS DE LABORATORIO PARA DETERMINAR LA COMPRESIBILIDAD DE ARENAS

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A N :

FRANCISCO JAVIER PANIAGUA MEDINA

RICARDO SANCHEZ FARFAN

DIRECTOR DE TESIS

ING. AGUSTIN DEMENECHI COLINA



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.

I N T R O D U C C I O N

El principal objetivo de esta tesis es presentar al detalle y con la mayor claridad posible el método que propone el Dr. Leonardo Zeevaert para el cálculo de asentamientos de cimentaciones superficiales desplantadas en arenas, asimismo el elaborar una guía para la realización de las pruebas de laboratorio necesarias para el método.

En la actualidad el problema de predecir asentamientos en arenas no se ha resuelto satisfactoriamente, porque la mayoría de los métodos empleados están basados en fórmulas empíricas propuestas por cada investigador de acuerdo a sus experiencias particulares.

El método del Dr. Zeevaert es el primer intento que se ha hecho para obtener de una forma racional y con fundamentación teórica, el asentamiento de una masa de arena.

La tesis puede dividirse a grandes rasgos en tres partes: los Fundamentos Teóricos, Trabajo de Laboratorio y la Aplicación del Método.

Los fundamentos teóricos se tratan básicamente en el Tema 2 con el nombre de "Estudios". En este tema se tratan los aspectos básicos del comportamiento mecánico de las masas de suelo y particularmente de los suelos granulares. Se desarrolla en su totalidad la parte teórica del método del Dr. Leonardo Zeevaert así como las ideas del Dr. Terzaghi que corroboran la validez del método.

El método del Dr. Zeevaert obtiene sus parámetros de la realización de Pruebas Triaxiales de Deformación (llamadas así por el Ing. Agustín Deméneghi).

El Trabajo de Laboratorio se presenta en los Temas 3 y 4, "Descripción de las Pruebas" y "Resultados de las Pruebas" respectivamente. El tema 3 trata de ser una guía para llevar a cabo las Pruebas Triaxiales de Deformación (PTD) en el laboratorio. El Tema 4 es una interpretación de los resultados obtenidos de las PTD.

La Aplicación del Método está contenida en el Tema 5 "Aplicaciones", y es la resolución de un problema práctico sencillo de una cimentación superficial desplantada en arena.

Hacemos la aclaración de que ésta investigación se complementa con estudios de campo para comprobar los valores que con ésta teoría se obtienen.

Estamos seguros que ésta tesis será de gran utilidad a personas que se enfrenten a problemas de Mecánica de Suelos, en especial con problemas de cimentaciones superficiales desplantados en arenas, y en general a Ingenieros Civiles.

I N D I C E

TEMA 2 :	ESTUDIOS	1
2:1	Conceptos Básicos	1
2:2	Relaciones Esfuerzo-Deformación-Tiempo .	3
2:3	Módulo de deformación por medio de la ---- Teoría del Dr. Zeevaert	9
ANEXO 2.A:	Compacidad Relativa de Estratos ---- de Arena	17
TEMA 3 :	DESCRIPCION DE LAS PRUEBAS	19
3:1	La Prueba Triaxial	21
3:2	Preparación de las probetas	29
3:3	Ejecución de las pruebas	41
ANEXO 3.A:	Recopilación de datos y secuencia -- de cálculos para las probetas de --- arena en estado suelto	51
ANEXO 3.B:	Recopilación de datos y secuencia -- de cálculos para las probetas de --- arena en estado medio y compacto .	55
ANEXO 3.C:	Desarrollo de la Tabla de cálculos - empleada en las pruebas	58

TEMA 4 :	RESULTADO DE LAS PRUEBAS	64
4:1	Pruebas para la determinación de la Ley -- de Resistencia para cada estado . . .	66
4:2	Resultados de las pruebas triaxiales de -- deformación (PTD)	82
ANEXO 4.A	Obtención de la relación de Poisson a partir de los datos recogidos de - las pruebas triaxiales de deforma--- ción	116
TEMA 5 :	APLICACIONES	121
ANEXO 5.A	Obtención de la distribución de ---- esfuerzos en la masa del suelo ..	136
CONCLUSIONES	144

T E M A 2

E S T U D I O S2 : 1 CONCEPTOS BASICOS

El suelo es un material compuesto de tres elementos: materia sólida, agua y aire. Se sabe que el comportamiento mecánico del suelo depende en gran medida de la proporción en que estos tres elementos se presentan en el suelo. Los sólidos están formados por granos duros que forman un esqueleto estructural más o menos complicado. Estos granos pueden ser sencillamente el producto de la desintegración de la roca con las mismas propiedades, en cuyo caso el suelo puede ser considerado no cohesivo; o el material puede ser el producto de la degradación de la roca en cuyo caso la fracción muy fina contiene minerales de arcilla que le dan cohesión al suelo. La materia orgánica también puede estar presente. El esqueleto estructural formado por los granos puede ser muy complicado y sensible a los cambios en el nivel de esfuerzos efectivos a que el material estaba sujeto en el campo. Como se verá más adelante, para calcular las deformaciones de la fase sólida, es necesario determinar las propiedades esfuerzo-deformación-tiempo del suelo y el cambio de esfuerzos efectivos en la masa de suelo provocado por la aplicación de cargas en su superficie.

Así, podemos identificar dos grupos de problemas de Mecánica de Suelos en los que el ingeniero se interesa:

a) Problemas de estabilidad que pueden considerarse en la categoría de análisis de resistencia última al corriente, investigados por medio de métodos simplificados y su-

posiciones de comportamiento plástico, tales como capacidad última de carga de cimentaciones, estabilidad de taludes y presión de tierras.

b) Problemas de deformación en donde el ingeniero de cimentaciones se interesa en estimar los desplazamientos causados por cambios de esfuerzo haciendo uso de las relaciones mecánicas esfuerzo-deformación-tiempo para la fase sólida, este es el objetivo primordial de la tesis.

Si el subsuelo de una cimentación es relativamente homogéneo, el peso del edificio no solamente causa una compresión del suelo sino una expansión lateral. De esta manera, una parte del asentamiento puede ser ocasionada por un acortamiento vertical del estrato cargado debido a un decremento de volumen, y la otra parte por un acortamiento adicional debido a la cedencia lateral.

Si el suelo fuese perfectamente elástico y homogéneo hasta una gran profundidad, el asentamiento debido a la deformación lateral sería considerablemente mayor que aquel debido al decremento de volumen. Para una cierta intensidad de la carga, el asentamiento de áreas cargadas de la misma forma podría incrementarse en proporción directa a las dimensiones de las áreas.

En relación a esto, se debe hacer una distinción entre cargas que descansan sobre arcillas y aquellas que lo hacen sobre arena. Si el suelo consiste de arcillas, el asentamiento debido a la deformación lateral es generalmente pequeño comparado con el asentamiento total. Por esta razón, incluso el asentamiento de cimentaciones sobre estratos delgados de arcilla puede ser evaluado al menos someramente por

la teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi. -- Por otro lado, si la cimentación descansa en un estrato de -- limo inorgánico o arena, la segunda componente del asentamiento tenderá a ser mayor que la primera.

2 : 2 RELACIONES ESFUERZO-DEFORMACION-TIEMPO

El estudio de las propiedades mecánicas definidas por la relación esfuerzo-deformación-tiempo es uno de los problemas más complejos de determinar e interpretar en la Mecánica de Suelos.

Existen tres parámetros cuyo conocimiento es indispensable para poder calcular, al menos en forma aproximada el comportamiento de una cimentación: el módulo de deformación unitaria, el coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria y la rigidez del suelo bajo condiciones dinámicas de carga.

Para poder determinar estos parámetros se debe tener en consideración que los suelos están formados por un esqueleto estructural (que puede o no tener cohesión) y por gran cantidad de vacíos dejados por las partículas sólidas que forman dicho esqueleto estructural. Estos vacíos pueden estar llenos de agua o de aire o de los dos. De aquí que la relación esfuerzo-deformación-tiempo de un suelo sea función de la interacción de sus componentes y de otros factores como:

1. El estado de esfuerzos a que el material estuvo confinado en el pasado.
- 2.- Tipo de esqueleto estructural.

- 3.- Fuerzas cohesivas o cementantes entre las partículas.
- 4.- Forma, dimensiones y resistencia de las partículas.
- 5.- Estado de densidad que presenta el suelo en su condición natural.
- 6.- Grado de saturación.
- 7.- Permeabilidad.

La compresibilidad de un suelo puede estudiarse mediante el empleo del módulo de deformación unitaria (o simplemente módulo de deformación) definido por :

$$\lim_{\Delta f \rightarrow 0} \frac{\Delta \epsilon}{\Delta f} = M \quad (2.1)$$

que en realidad representa la tangente a la curva esfuerzo-deformación en un punto. Si se hace la consideración de que -- M es constante entonces:

$$\epsilon = M \cdot f \quad (2.2)$$

El valor de M así descrito representa una constante de proporcionalidad correspondiente a un sólido elástico ---- ideal. Sin embargo, después de un ciclo de carga y descarga se puede observar que la deformación alcanzada no se recupera totalmente. La parte de la deformación que se recupera representa el fenómeno reversible que correspondería a la respuesta elástica del material. La deformación permanente, por ---

otro lado, se atribuye al reacondo estructural que sufren -- las partículas.

Se ha observado que los ciclos de histéresis permanecen sensiblemente paralelos uno de otro para diferentes --- niveles de esfuerzo que no sobrepasen los 2/3 del esfuerzo -- de falla del material. Esta observación es de suma importancia puesto que demuestra que el módulo de deformación de la -- respuesta elástica del material es prácticamente independiente del nivel de esfuerzos a partir del cual se descarga (excepto en la falla).

Cuando el esqueleto estructural de un suelo es suje to a altos niveles de esfuerzo, los granos inestables sufren desplazamientos relativos que ya no se pueden recuperar al -- descargar. La deformación elástica y parte de la deformación plástica ocurren instantáneamente, después tiene lugar un --- comportamiento intergranular viscoso que retarda los despla-- zamientos relativos de los granos; lo que implica un compor-- tamiento ($\epsilon - t$).

En suelos con partículas relativamente grandes, como la arena, el fenómeno viscoso intergranular carece de im-- portancia práctica y la deformación ocurre instantáneamente -- en sus dos partes, esto es:

$$\epsilon_{ep} = \epsilon_e + \epsilon_p \quad (2.3)$$

La magnitud de la deformación que sufre un suelo -- bajo una carga depende fundamentalmente del grado de confina-- miento a que esté sujeto y del tiempo que actúa la carga, o -- sea

$$\epsilon = M(p_c, t) \cdot \Delta f \quad (2.4)$$

sin embargo, para una arena, en la que el efecto del tiempo --

es de poca importancia la deformación es más bien función del estado original de densidad que tenga en el campo:

$$s = M (p_c, D_r) \cdot \Delta f \quad (2.5)$$

Para poder obtener la función anteriormente establecida de una manera clara y racional es necesario realizar --- pruebas en el laboratorio con especímenes representativos de los materiales del subsuelo, (estas pruebas se detallarán --- posteriormente).

La gran mayoría de los estudios e investigaciones de las propiedades esfuerzo-deformación están basados en las hipótesis de la Teoría de la Elasticidad, por lo que es conveniente reflexionar en las hipótesis y conclusiones de dicha teoría:

Existen en general, seis componentes posibles de -- esfuerzo y seis componentes posibles de deformación, esto es:

$$\begin{pmatrix} f_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & f_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & f_z \end{pmatrix} \quad \begin{pmatrix} \epsilon_{xx} & \epsilon_{xy} & \epsilon_{xz} \\ \epsilon_{yx} & \epsilon_{yy} & \epsilon_{yz} \\ \epsilon_{zx} & \epsilon_{zy} & \epsilon_{zz} \end{pmatrix} \quad (2.6)$$

La relación lineal entre el esfuerzo y la deformación es la relación más simple entre estas cantidades. Por ejemplo, se puede expresar que:

$$\epsilon = c \cdot f \quad ; \quad c = \text{constante} \quad (2.7)$$

Como se indicó antes, la relación lineal entre ---- fuerzas y deformaciones totales o bien, entre esfuerzos y deformaciones unitarias se conoce como la Ley de Hooke. Puesto

que hay varias componentes de esfuerzos y deformación, al formular la Ley general de Hooke se utiliza el principio de superposición, el cual expresa que el esfuerzo o la deformación resultante en un sistema sometido a varias fuerzas es la suma algebraica de sus efectos cuando se aplican individual o separadamente. Esto es verdad si cada deformación está directa y linealmente relacionada con el esfuerzo que la origina y si las deformaciones debidas a una componente de esfuerzos no causan efectos anormalmente grandes en otros esfuerzos.

Con base en ello, relacionando cada una de las seis deformaciones con cada una de las seis componentes de esfuerzo, las relaciones lineales entre esfuerzo y deformación se convierten en:

$$\begin{aligned}
 \epsilon_{xx} &= \epsilon_x = C_{11} f_x + C_{12} f_y + C_{13} f_z + C_{14} \bar{\epsilon}_{xy} + C_{15} \bar{\epsilon}_{yz} + C_{16} \bar{\epsilon}_{xz} \\
 \epsilon_{yy} &= \epsilon_y = C_{21} f_x + C_{22} f_y + C_{23} f_z + C_{24} \bar{\epsilon}_{xy} + C_{25} \bar{\epsilon}_{yz} + C_{26} \bar{\epsilon}_{xz} \\
 \epsilon_{zz} &= \epsilon_z = C_{31} f_x + C_{32} f_y + C_{33} f_z + C_{34} \bar{\epsilon}_{xy} + C_{35} \bar{\epsilon}_{yz} + C_{36} \bar{\epsilon}_{xz} \\
 \epsilon_{xy} &= \frac{\gamma_{xy}}{2} = C_{41} f_x + C_{42} f_y + C_{43} f_z + C_{44} \bar{\epsilon}_{xy} + C_{45} \bar{\epsilon}_{yz} + C_{46} \bar{\epsilon}_{xz} \\
 \epsilon_{yz} &= \frac{\gamma_{yz}}{2} = C_{51} f_x + C_{52} f_y + C_{53} f_z + C_{54} \bar{\epsilon}_{xy} + C_{55} \bar{\epsilon}_{yz} + C_{56} \bar{\epsilon}_{xz} \\
 \epsilon_{zx} &= \frac{\gamma_{zx}}{2} = C_{61} f_x + C_{62} f_y + C_{63} f_z + C_{64} \bar{\epsilon}_{xy} + C_{65} \bar{\epsilon}_{yz} + C_{66} \bar{\epsilon}_{xz}
 \end{aligned}$$

(2.8)

En estas ecuaciones aparecen 36 constantes positivas: $C_{11}, C_{12}, \dots, C_{66}$. Sin embargo, mediante consideraciones de la energía se puede demostrar que el número de constantes independientes es 21. Estas son simétricas con respecto a uno y otro lado de la diagonal principal, es decir: $C_{ij} = C_{ji}$. Estas ecuaciones son válidas para un material homogéneo; recordemos que :

"homogéneo se refiere al caso de un medio en donde la característica que se comenta es la misma en todo punto de dicho medio, siempre y cuando se considere la misma dirección".

La Ley de Hooke, en la forma más general dada por las ecuaciones anteriores es aplicable a materiales anisótropos homogéneos tales como cristales simples, estos materiales poseen distintas propiedades mecánicas de acuerdo a la dirección que se tome alrededor de un solo punto.

Cuando la anisotropía de un material homogéneo se puede asociar únicamente a 3 direcciones ortogonales (es decir, aceptando que dicho material tiene diferentes propiedades mecánicas sólo en tres direcciones) se dice que dicho material es ortótropo; para estos materiales las ecuaciones (8) se simplifican notablemente y se puede demostrar que solo quedan nueve constantes independientes.

En materiales isotropos homogéneos, es decir, materiales con las mismas propiedades en cualquier punto y en todas direcciones, las constantes de las ecuaciones (8) se reducen únicamente a 3, expresadas como:

M — — — módulo de deformación unitaria

ν — — — relación de Poisson

G — — — módulo de rigidez al cortante

Sin embargo, a los suelos siempre se les ha manipulado como materiales intermedios entre los materiales ortótropos y los isotropos.

Las investigaciones más avanzadas de las propiedades esfuerzo-deformación de los suelos generalizan a estos materiales considerando que tienen diferentes propiedades mecánicas sólo en dos direcciones, esto es, considerando que las propiedades asociadas a dos planos verticales son idénticas

$$\epsilon = F (M_z, M_h, \nu) \cdot f \quad (2.9)$$

observese que ν se considera una propiedad constante en cualquier dirección.

2 : 3 MODULO DE DEFORMACION POR MEDIO DE LA TEORIA DEL --
DR. ZEEVAERT

Las ideas que a continuación se exponen son el resultado de varios años de investigación, que el Dr. Zeeva ha dedicado al estudio de las propiedades mecánicas de los suelos y que están plasmadas en su libro "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Condition" y que son la base de esta tesis.

De acuerdo con esta teoría la determinación de esta propiedad mecánica se realiza en el laboratorio mediante pruebas sobre especímenes representativos de los materiales del subsuelo. Estos especímenes deben ser extraídos de muestras inalteradas cuando el suelo es cohesivo. Cuando el material no tiene cohesión, como es nuestro caso, la determinación de esta propiedad mecánica es más complicada, puesto que es necesario estudiar varios estados de compactación, y estimar por medio de estos resultados el módulo de deformación que corresponda al estado de compactación y al estado de esfuerzos que el suelo tenga en el suelo.

En el anexo 2.A se detalla más acerca de la determinación de la Compacidad relativa en campo.

La investigación de la relación esfuerzo-deformación de un suelo puede ser simplificada aceptando que el material tiene diferentes propiedades mecánicas solamente en dos direcciones, ésto es, en la dirección normal a los planos de estratificación y paralela a ellos. Bajo estas condiciones - llamamos :

M_z --- Módulo de Deformación Lineal en dirección vertical

M_h --- Módulo de Deformación Lineal en dirección horizontal

ν --- Relación de Poisson

La relación de Poisson se considera como un valor válido para las direcciones horizontal y vertical.

La figura 2.1 representa un elemento de suelo al que se le aplica un incremento de esfuerzo Δf_z , obteniéndose una deformación que será $\Delta f_z M_z$, y en los planos perpendiculares xy y yz la deformación inducida será: $-\nu \Delta f_z M_z$.

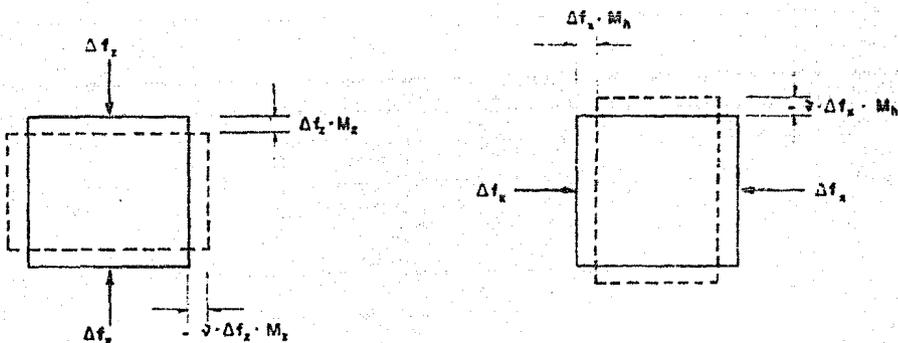


Figura (2.1.a.)

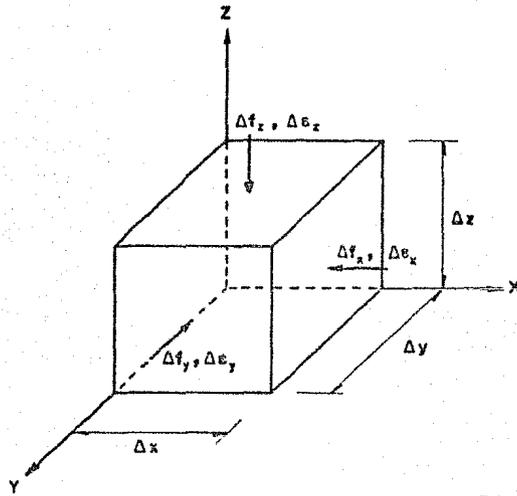


Figura (2.1.b)

Si se aplica un esfuerzo Δf_x se producirá una deformación $\Delta f_x M_h$ en la dirección X y $-\nabla M_h \Delta f_x$ en direcciones perpendiculares. De la misma manera podemos encontrar las expresiones cuando se aplica un esfuerzo en dirección Y.

Del razonamiento anterior se puede concluir que cuando se aplican incrementos de esfuerzo en las tres direcciones, las deformaciones correspondientes a una dirección en particular pueden ser expresadas como sigue :

$$\epsilon_z = M_z \Delta f_z - \nabla M_h \Delta f_x - \nabla M_h \Delta f_y \quad (2.10)$$

y para las direcciones X y Y:

$$\epsilon_x = M_h \Delta f_x - \nabla M_x \Delta f_x - \nabla M_h \Delta f_y \quad (2.11)$$

$$\epsilon_y = M_h \Delta f_y - \nabla M_x \Delta f_x - \nabla M_h \Delta f_x \quad (2.12)$$

Después de simplificar y agrupar términos convenientemente, podemos escribir para las tres direcciones perpendiculares lo siguiente:

$$\epsilon_z = \left[1 - \nabla \frac{M_h}{M_z} \cdot \frac{\Delta f_x + \Delta f_y}{\Delta f_z} \right] M_z \Delta f_z \quad (2.13)$$

$$\epsilon_x = \left[1 - \nu \left(\frac{\Delta f_y}{\Delta f_x} + \frac{M_x}{M_h} \cdot \frac{\Delta f_x}{\Delta f_x} \right) \right] M_h \Delta f_x \quad (2.14)$$

$$\epsilon_y = \left[1 - \nu \left(\frac{\Delta f_x}{\Delta f_y} + \frac{M_x}{M_h} \cdot \frac{\Delta f_x}{\Delta f_y} \right) \right] M_h \Delta f_y \quad (2.15)$$

De las expresiones anteriores, se desprenden varios casos de deformación en un punto:

1er Caso: Cuando el material está sujeto a incrementos de esfuerzo Δf_z , Δf_y , Δf_x y las condiciones de deformación no están restringidas, es decir las deformaciones tienen lugar libremente. Entonces las ecuaciones (2.13), (2.14) y (2.15) representan los incrementos de deformación y son exclusivamente función de los incrementos de esfuerzos aplicados y de las propiedades mecánicas del material.

2º Caso: Cuando la deformación unitaria es cero -- en una dirección horizontal, ésto es $\epsilon_y = 0$ y $\epsilon_x \neq 0$, entonces la siguiente condición se desprende de la ecuación (2.15):

$$1 = \nu \left(\frac{\Delta f_x}{\Delta f_y} + \frac{M_x}{M_h} \cdot \frac{\Delta f_x}{\Delta f_y} \right) \quad (2.16)$$

de donde la relación de incremento de esfuerzos será:

$$\frac{\Delta f_y}{\Delta f_x} = \nu \left(\frac{\Delta f_x}{\Delta f_x} + \frac{M_x}{M_h} \right) \quad (2.17)$$

y

$$\frac{\Delta f_y}{\Delta f_x} = \nu \left(1 + \frac{M_x}{M_h} \cdot \frac{\Delta f_x}{\Delta f_x} \right) \quad (2.18)$$

Por sustitución de las ecuaciones (2.17) y (2.18) en las ecuaciones (2.13) y (2.14) y acomodando términos se obtienen las siguientes expresiones para obtener las deformaciones en el caso de deformación en un plano:

$$\epsilon_x = (1 + \nu) \left[1 - \nu \left(1 + \frac{M_h}{M_x} \cdot \frac{\Delta f_x}{\Delta f_x} \right) \right] M_x \Delta f_x \quad (2.19)$$

$$\epsilon_x = \left\{ (1 - \nu^2) \left[\frac{\nu}{1 + \nu} + \frac{M_x}{M_h} \cdot \frac{\Delta f_z}{\Delta f_x} \right] \right\} M_h \cdot \Delta f_x \quad (2.20)$$

3er. Caso: El material esta confinado a cero deformación lateral en ambas direcciones horizontales, esto es, $\epsilon_x = \epsilon_y = 0$. Usando las fórmulas (2.14) y (2.15) la relación de los incrementos de esfuerzo será:

$$\frac{\Delta f_y}{\Delta f_x} = \frac{\nu}{1 - \nu} \cdot \frac{M_x}{M_h} \quad , \quad \frac{\Delta f_x}{\Delta f_z} = \frac{\nu}{1 - \nu} \cdot \frac{M_x}{M_h} \quad (2.21)$$

y sustituyendo éste valor en la expresión (2.13) se obtiene la siguiente fórmula:

$$\epsilon_z = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \cdot M_x \cdot \Delta f_x \quad (2.22)$$

En la expresión (2.22) se puede ver que la deformación unitaria vertical no depende de la relación M_h/M_z ; sin embargo es una función de la relación de Poisson. Esta condición se puede presentar en la naturaleza en un depósito de suelo cargado en una superficie extensa, es decir, cuando el espesor del estrato es pequeño en comparación con el área cargada. Esta condición también puede presentarse en la naturaleza en un depósito sumamente compresible en la dirección vertical pero altamente extratificado en la dirección horizontal. Los estratos horizontales constituirían materiales muy rígidos que no permitirían desplazamientos horizontales, en este caso $M_h / M_z \approx 0$ y la fórmula (2.22) se podría aplicar.

Como se ve el Dr. Zeevaert considera los tres casos posibles de deformación que pueden ser tratados teóricamente, sin embargo, en la naturaleza no existe una división tan marcada. Consideramos que la mejor forma de resolver un problema es hacer intervenir todas las variables que se puedan obtener

ner del mismo en las expresiones que representan el caso general de deformación (2.13), (2.14) y (2.15), y éstas ajustarán automáticamente el problema a cualquiera de los tres casos que -- considera el Dr. Zeevaert.

2:3:1 Obtención del Módulo de Deformación unitaria en función del esfuerzo de Confinamiento.

La teoría del Dr. Zeevaert tiene dos divisiones: -- el tratamiento de los suelos finos y el tratamiento de los -- suelos granulares. Para el primero el módulo de deformación se define como función del tiempo y para el segundo, que es -- el objetivo de esta tesis, se define como función exclusiva-- mente del esfuerzo de confinamiento.

La determinación del módulo de deformación lineal -- en materiales de media a alta permeabilidad, y en general de materiales no cohesivos puede desarrollarse con la ayuda de -- un instrumento que sujete al suelo a un estado de esfuerzos -- sin restringir las deformaciones laterales. Para este propó-- sito se usa un espécimen cilíndrico, con una altura de 2 a -- 2.5 veces su diámetro. El espécimen de prueba se coloca den-- tro de una cámara sellada que se conoce como la Cámara de --- Compresión Triaxial. El espécimen se cubre con una membrana firmemente adherida a las cabezas del instrumento. La des--- cripción y la técnica usada para esta prueba denominada por -- el Ing. Agustín Deméneghi como "Prueba Triaxial de Deforma--- ción" se detallarán en el Capítulo 3.

La determinación del módulo de deformación lineal -- tiene que ser desarrollada bajo cero presión en exceso de la hidrostática en todo momento.

La obtención directa del valor de M_2 resulta de --- aplicar el incremento de esfuerzo Δf_2 y observar la deforma--

ción lineal ε_z de acuerdo con la expresión:

$$M_z = \frac{\varepsilon_z}{\Delta f_z} \quad (2.23)$$

La prueba se desarrolla de la siguiente manera ----
(Figura 2.2)

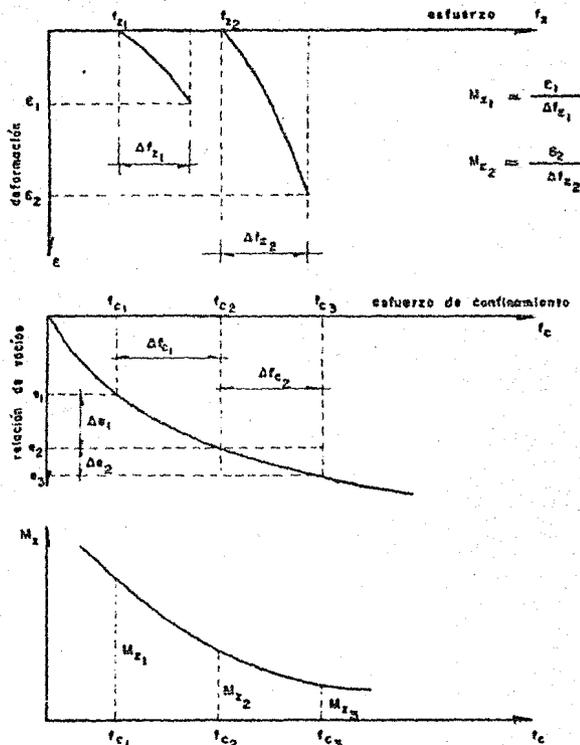


Figura 2.2

El espécimen se coloca en la cámara triaxial con una relación de vacíos inicial e_0 ; un esfuerzo de confinamiento inicial f_{c1} , es aplicado, y se permite que el espécimen se establezca bajo este esfuerzo volumétrico con una nueva

relación de vacíos e_1 ; después, se aplica un pequeño incremento de esfuerzo vertical efectivo Δf_{z_1} , de lo cual se obtiene la relación entre e_1 y Δf_{z_1} , dándonos el módulo secante de deformación M_{z_1} que corresponderá al esfuerzo de confinamiento f_{c_1} y a la relación de vacíos inicial e_1 . Entonces el espécimen se descarga del incremento Δf_{z_1} , y el esfuerzo volumétrico de confinamiento se incrementa hasta f_{c_2} .

Después de que el espécimen se ha estabilizado bajo este nuevo esfuerzo volumétrico, otro pequeño incremento de esfuerzo vertical Δf_{z_2} es aplicado obteniéndose la relación entre e_2 y Δf_{z_2} . El siguiente módulo de deformación M_{z_2} correspondiente al esfuerzo f_{c_2} y a la relación de vacíos e_2 se puede calcular. De la misma manera la prueba se continúa determinando para cada paso el valor de M_z hasta el rango de esfuerzo deseado.

El incremento de esfuerzos verticales efectivos aplicado 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.

Los sedimentos en la naturaleza pueden encontrarse confinados a cierto estado de esfuerzos. Por lo tanto su compresibilidad será una función del estado volumétrico de esfuerzos y de su compactación. El estado de compactación de los sedimentos no cohesivos puede encontrarse en la naturaleza desde un estado suelto a un estado muy denso.

ANEXO 2.ACompacidad Relativa de Estratos de Arena

La densidad relativa de un estrato de arena tiene una influencia decisiva sobre el ángulo de fricción interna de la arena, sobre la capacidad última de carga, y sobre el asentamiento de cimentaciones que se apoyen sobre arena. Si una arena sumergida esta muy suelta, un impacto repentino puede transformarla temporalmente a una suspensión con las propiedades de un líquido muy viscoso. En un estado compacto esta misma arena será insensible al impacto y una perfecta base para estructuras muy pesadas. Por esta razón la densidad relativa de una arena es sumamente importante, aún más que otras de sus propiedades.

Cuando se lleva a cabo un programa de exploración se puede obtener alguna información acerca de la compacidad relativa del estrato de arena por medio de la prueba de penetración estándar. Considerando la gran importancia de la compacidad relativa, la prueba de Penetración estándar se considera una prueba esencial dentro de un programa de exploración. La siguiente tabla (2.A.1) da una relación aproximada entre el número de golpes de la prueba de penetración estándar "N" y la compacidad relativa

<u>No. de Golpes "N"</u>	<u>Densidad Relativa</u>
0 - 4	muy suelta
4 - 10	suelta
10 - 30	media
30 - 50	compacta
mayor de 50	muy compacta

TABLA 2.A.1

La tabla anterior debe ser usada con cuidado y solamente si la prueba de penetración se ha llevado a cabo con cuidado.

Si la arena se localiza bajo el NAF un operador inexperto puede permitir que el nivel de agua en la perforación caiga por debajo del nivel piezométrico de la arena a la profundidad de la prueba, con lo cual la arena se licúa y se transforma a un estado suelto; el valor de N será entonces muy bajo. La mera extracción del equipo de barrenación en un tiempo demasiado corto como para permitir al agua substituir el equipo puede causar un descenso en el nivel del agua de la perforación. Por otro lado los boleos o cantos rodados algunas pulgadas más grandes que el penetrómetro usado puede dar valores de N más grandes.

En arenas finas o arenas limosas de compacidad media a alta y que tienen un tamaño de granos entre 0.1 y 0.05 mm, el número de golpes puede ser anormalmente grande debido a la tendencia de dichos materiales de dilatarse cuando se les somete a esfuerzo cortante bajo condiciones no drenadas. De aquí que en estos suelos la prueba de penetración estándar debe complementarse con otros procedimientos, o los resultados deben ser interpretados conservadoramente.

En trabajos importantes la información obtenida de la prueba de penetración relativa a la compacidad de la arena debe ser complementada con sondeos. Estos sondeos pueden ser realizados con el "muestreador Bishop".

La resistencia a la penetración de un penetrómetro en arena, o la energía requerida para producir una cierta penetración depende no solamente de la compacidad relativa de la arena sino también de las dimensiones del equipo usado y en cierta manera en la forma de los granos y a la distribución del tamaño de los mismos. De aquí que cada nuevo método de sondeo y cada uso del mismo en una zona no explorada, obliga a un programa de pruebas de calibración que darán los datos necesarios para interpretar los records de penetración.

T E M A 3

DESCRIPCION DE LAS PRUEBAS

Para el estudio del comportamiento esfuerzo-deformación de las arenas se realizaron pruebas de compresión. La razón del uso de las pruebas triaxiales y no de otro tipo de pruebas (Ver figura 3.1) es por que se ha considerado que las pruebas triaxiales son las que mejor representan las condiciones de trabajo del depósito de arena al ser sometido a cargas.

El comportamiento esfuerzo-deformación de una arena está regido por dos parámetros fundamentales: la compacidad relativa de la arena en su estado natural y el esfuerzo volumétrico de confinamiento tomado como el promedio de los esfuerzos en las tres direcciones ortogonales. En lo que respecta a la compacidad relativa, para éste trabajo se manejaron tres estados generales (estado suelto, estado medio y estado compacto). Para la arena que se utilizó se observó que éstos tres estados quedaban definidos por los siguientes valores de la relación de vacíos (e) o por la Densidad relativa (Dr):

Estado Suelto	$e \geq 0.85; 0.00 \leq Dr \leq 0.38$
Estado Medio	$0.70 \leq e < 0.85; 0.56 \leq Dr \leq 0.72$
Estado Compacto	$e < 0.70; 0.91 \leq Dr \leq 1.00$

En un suelo deben cuidarse siempre dos condiciones de trabajo: las condiciones de falla y las condiciones de servicio. Sin embargo, un suelo casi nunca se hace trabajar hasta el límite de su resistencia. La gama habitual de esfuerzos de trabajo en los problemas de cimentaciones reales puede simularse aplicando un factor de seguridad de 2 ó 3 al esfuerzo

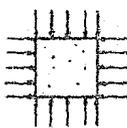
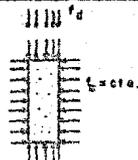
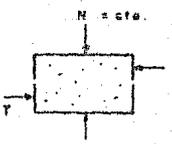
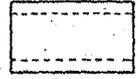
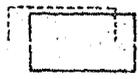
Prueba	compresión isotropa	compresión confinada (edómetro)	compresión triaxial	corte directo
condiciones básicas	 $f_1 = f_3$	 desplazamiento lateral: nulo	 $f_d = \text{cte.}$	
tipo de deformación	volumétrica 	volumétrica principal, problema cunques con alguna distorsión 	distorsión y volumétrica 	distorsión principalmente, con cierta deformación volumétrica. 
trayectoria de esfuerzos				
finalidad	estudio de deformaciones volumétricas puras	Muy simple. Se aproxima a ciertas condiciones de campo	la prueba más utilizada para estudios esfuerzo-deformación y propiedades de resistencia	prueba sencilla para determinar la resistencia al esfuerzo cortante

Figura 3.1

Tipos más comunes de pruebas
esfuerzo - deformación. (T.W. Lambe)

desviador máximo. Para obtener este esfuerzo desviador máximo - es necesario conocer la Ley de resistencia del suelo.

En este estudio se realizaron cuatro pruebas triaxiales a la falla para cada estado de compacidad relativa, con el fin de obtener la Ley de resistencia de cada estado. Estas pruebas se hicieron con cuatro diferentes presiones de --- confinamiento (0.250 kg/cm^2 , 0.500 kg/cm^2 , 1.000 kg/cm^2 y ----- 2.000 kg/cm^2). Una vez obtenida la Ley de resistencia de cada estado, se escogió un factor de seguridad de 2 para simular el nivel de esfuerzos bajo condiciones de servicio. Hasta éste --- nivel de esfuerzos se realizaron las pruebas de carga y descarga para obtener el comportamiento esfuerzo-deformación de la arena.

3 : 1 LA PRUEBA TRIAXIAL

3:1:1 Descripción de la Prueba Triaxial

La prueba triaxial constituye simplemente el caso más general de la prueba de compresión cilíndrica utilizada para determinar las propiedades mecánicas de muchos materiales, por ejemplo, el concreto. En general no se aplica una presión de confinamiento durante una prueba realizada en concreto, aunque puede aplicarse ésta en algunas pruebas muy especiales. Sin --- embargo, es esencial una presión de confinamiento al realizar -- pruebas en suelos, puesto que la presión de confinamiento tiene una influencia importante sobre el comportamiento esfuerzo-defor --- mación del mismo.

La figura 3.2 muestra la idea básica de la prueba triaxial. Una muestra cilíndrica de suelo se somete en primer lugar a una presión de confinamiento f_c en todas sus caras. A continuación se incrementa el esfuerzo axial, hasta que se rompe la muestra. Como no existen esfuerzos tangenciales --- sobre las caras de la muestra cilíndrica, el esfuerzo axial f_a -

Distribución de esfuerzos totales y efectivos en la prueba de compresión triaxial lenta

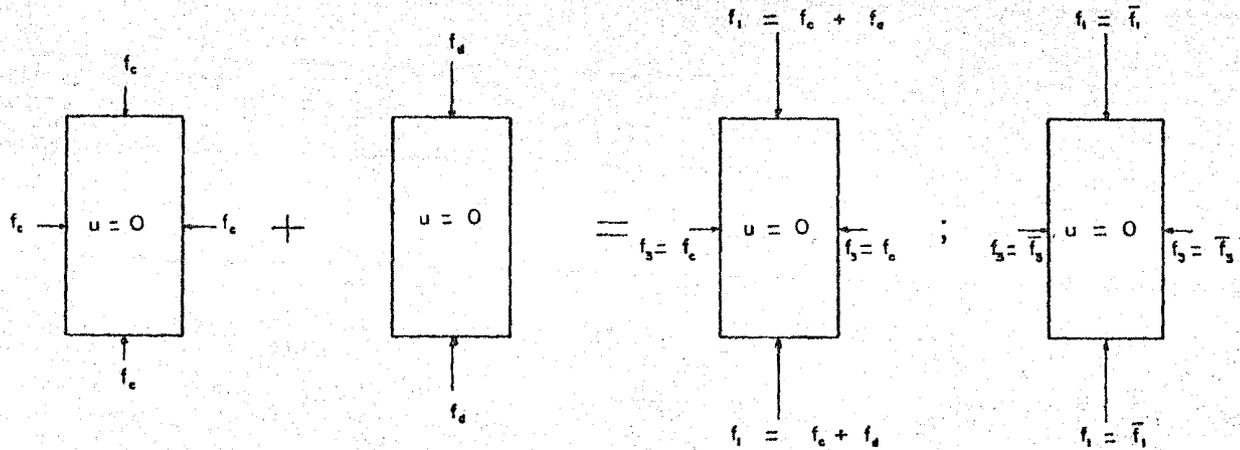


Figura 3.2

y la presión de confinamiento f_c son los esfuerzos principales mayor y menor, f_1 y f_3 , respectivamente. El incremento de esfuerzo axial, $f_d = f_1 - f_3$, es el esfuerzo desviador.

El estado de esfuerzos en un instante dado se considera uniforme en toda la muestra y puede analizarse recurriendo a las soluciones gráficas de Mohr, con f_1 y f_3 como esfuerzos principales mayor y menor, respectivamente (se hace notar que dos de los esfuerzos principales son iguales por lo que puede usarse el método simplificado de Mohr o la solución bidimensional).

Las pruebas triaxiales suelen considerarse constituidas por dos etapas: la primera es aquella en la que se aplica a la muestra la presión de cámara y en la segunda etapa, la muestra se sujeta a esfuerzos cortantes que la llevan a la falla mediante la aplicación del esfuerzo desviador.

Las pruebas realizadas en éste trabajo se denominan "pruebas CD" ya que durante las dos etapas se permitió el drenaje del agua de la muestra con lo que en todo momento se trabajó con esfuerzos efectivos. Esta prueba es la que mejor reproduce el comportamiento mecánico de las arenas saturadas.

3:1:2 Descripción del equipo

Cámara triaxial

El aparato consta, en primer lugar, de la llamada cámara de compresión triaxial (Ver figura 3.3) constituida por un cilindro de lucita de unos 10cm de diámetro exterior y 6mm de espesor en su pared. Las bases de la cámara son dos placas redondas de acero al cadmio, selladas respecto al cilindro de lucita perfectamente por medio de goma o hule. La cámara usada resiste presiones internas hasta valores alrededor de

CAMARA TRIAXIAL

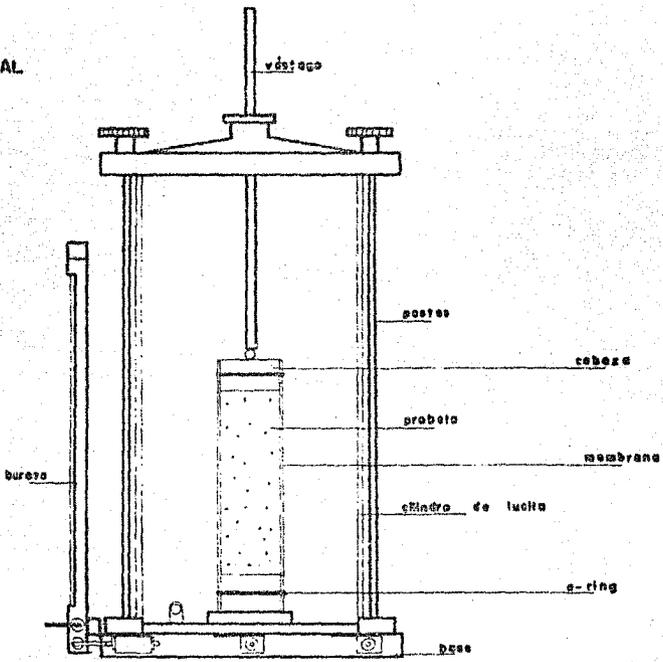


Figura 3.3

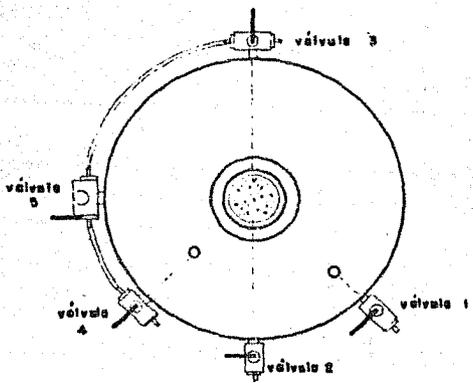


Figura 3.4

10 kg/cm².

El cilindro de lucita se fija a la base de la cámara de compresión triaxial por medio de cuatro tornillos. Integrado a la base de la cámara se encuentra un cilindro que lleva en la parte superior una piedra porosa, que sirve de base al espécimen. Sobre la parte superior del espécimen se coloca un cilindro corto de lucita (llamado cabeza). La transmisión de las cargas axiales a la muestra se realiza a través de un vástago que se apoya en el cabezal superior de lucita. Entre el vástago y el cabezal se coloca un balín para garantizar una mejor transmisión de las cargas al espécimen.

La base de la cámara tiene cinco válvulas de varios pasos cuyas funciones son :

VALVULA 1: Comunica al tanque regulador con la cámara de lucita. Su función es permitir el llenado de la cámara con agua a la presión requerida. Esta válvula tiene un solo paso con el que cierra o se abre, lo que llamaremos canal 1. (Ver figura 3.4).

VALVULA 2: Comunica a la piedra porosa de la base de la cámara con la bureta auxiliar. Esta bureta auxiliar se emplea para medir los cambios volumétricos durante las pruebas, así como para la preparación de las probetas. Tiene un solo paso que abre o cierra el canal 2. (Ver figura 3.4)

VALVULA 3: Comunica a la piedra porosa de la base de la cámara con la bureta de la cámara. Se mantiene cerrada durante todo el pro--

ceso. La bureta de la cámara no se empleó porque con ella no se puede dar "contrapresión" a la probeta durante la preparación de la misma. Tiene tres pasos.

VALVULA 4: Se utiliza sólo en el caso de que la prueba triaxial requiera ser drenada por ambos extremos de la probeta. Comunica el drenaje de la cabeza con la bureta de la cámara triaxial o con el exterior. Tiene tres pasos.

VALVULA 5: Permite el paso del agua de la válvula tres y cuatro con la bureta de la cámara cuando así lo requiera. Tiene tres pasos.

Para las pruebas efectuadas en el estudio sólo se utilizaron los canales 1 y 2 y las demás válvulas se mantuvieron cerradas durante todo el desarrollo de las pruebas.

En la tapa de la cámara triaxial se encuentra una válvula de purga cuya función es permitir la salida del aire durante el llenado de la cámara con el agua.

Marco de Carga.

El marco de carga utilizado es una estructura metálica que consta de las siguientes partes (Ver figura 3.5)

- Marco de carga
- Banco de soporte
- Ménsula de carga
- Puente

o para realizar
a triaxiales por
todo de carga
ada.

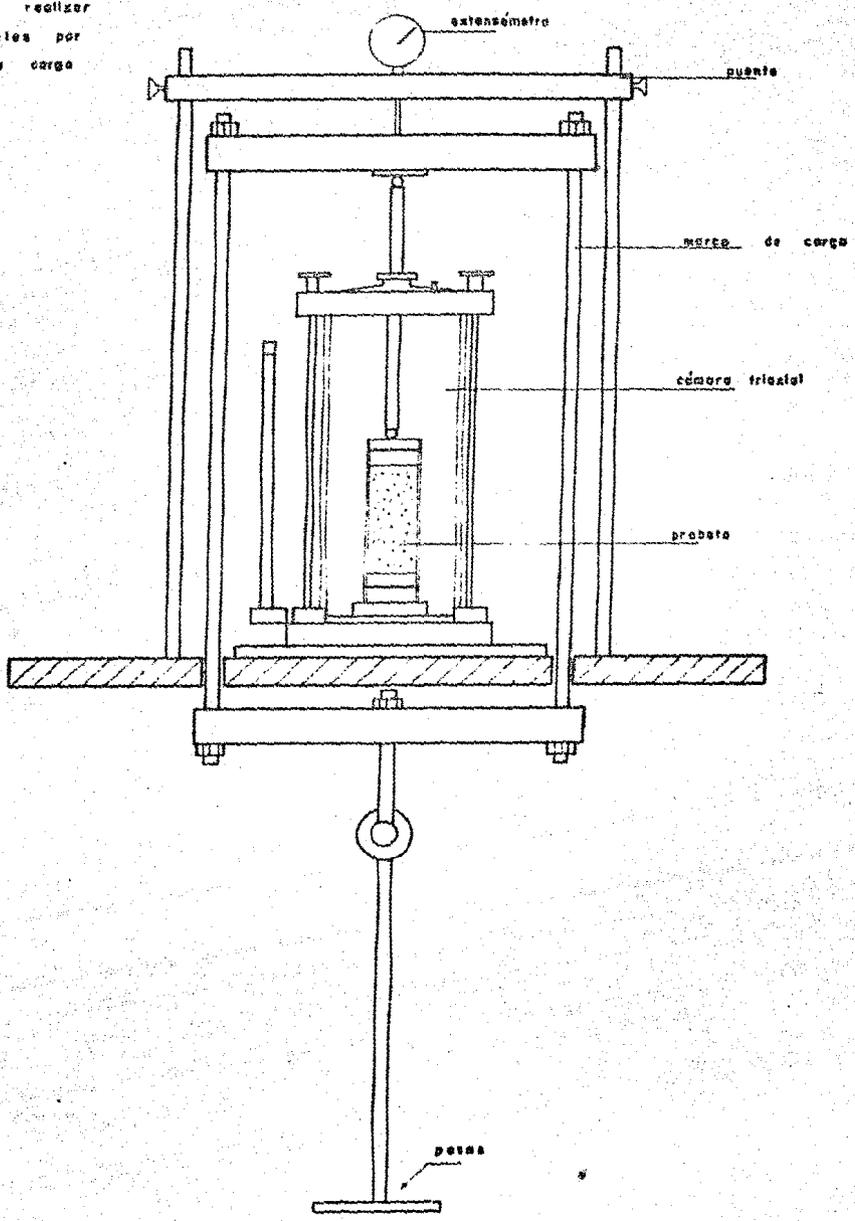


Figura 3.5

- Extensómetro
- Contrapesos de diferentes valores

Las cargas se aplican colocando los contrapesos en la ménsula que cuelga del marco de carga. Esto significa que las pruebas realizadas se hicieron por el método de esfuerzo controlado. Alternativamente puede aplicarse la carga controlando la velocidad de deformación (aparato de deformación controlada).

Desde el punto de determinaciones de resistencia no existe diferencia importante entre los métodos de esfuerzo o deformación controlado si es que las demás circunstancias de la prueba se mantienen similares, por lo que pueden usarse indistintamente cualquiera de las dos. Aquí se utilizo el método de esfuerzo controlado.

El extensómetro colocado diametralmente da las deformaciones que tengan lugar durante la prueba.

Accesorios :

Membranas : En las pruebas de compresión triaxial se requiere que la muestra esté enfundada en membranas transparentes, resistentes, e impermeables. En pruebas de rutina, las disponibles comercialmente son satisfactorias, pero debido a que todas las pruebas de este trabajo fueron hechas en arenas, las membranas comerciales se reforzaron con un baño extra de latex, buscando siempre satisfacer el doble requisito de impermeabilidad y resistencia.

O-ring: Son anillos de hule que aprisionan a la membrana contra la cabeza y la base de la probeta lo que garantiza un buen sellado para impedir el paso del agua a la probeta durante la prueba.

Molde metálico: Es una camisa de acero que se utiliza para la formación de probetas de arena. Sus medidas interiores concuerdan con las medidas estándar de las probetas.

Bureta auxiliar: Es una bureta graduada que durante la prueba permite medir los cambios volumétricos que sufre la probeta. Se conecta directamente con el canal 2 de la cámara triaxial (Ver figura 3.4).

Tanque regulador: Es un tanque parcialmente lleno de agua, al cual se le mete presión por medio de una compresora de aire: la presión del tanque es medida por medio de un manómetro de carátula anexo al tanque. Se comunica a la cámara por medio de un conducto conectado al canal 1.

Accesorios menores :

- Matraces
- Pisones
- Cronómetros
- Báscula de precisión (0.01gr)
- Soportes
- Pipetas
- Embudo
- Bomba de vacío

3 : 2 PREPARACION DE LAS PROBETAS

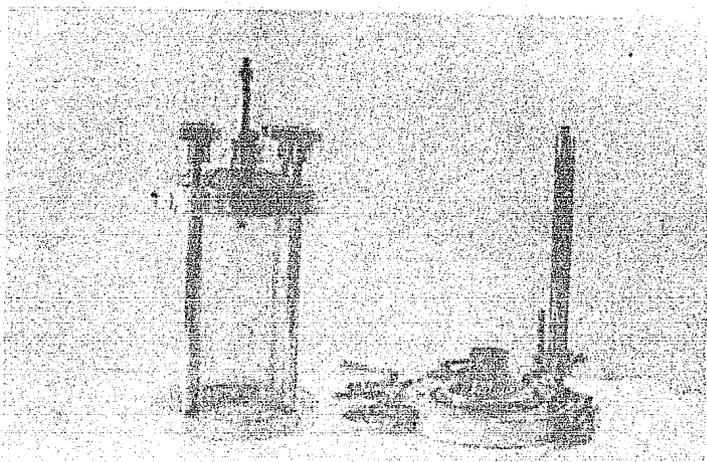
3:2:1 Preparación de la arena

Descripción de la arena utilizada

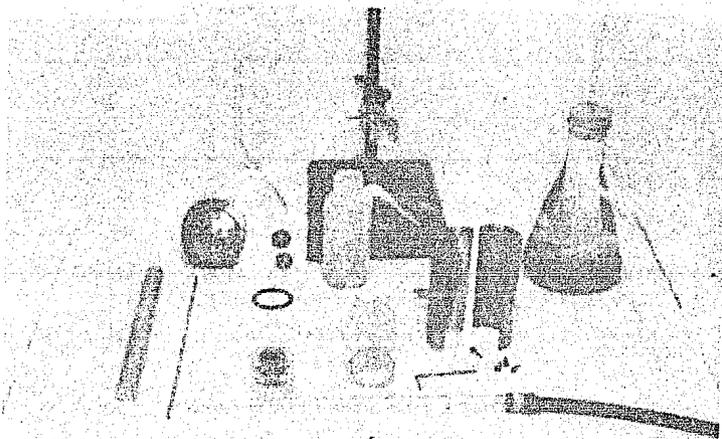
La arena que se eligió para las pruebas realizadas es una arena fina muy limpia compuesta por diferentes tipos de granos con un tamaño predominante en la muestra. En ella se puede apreciar un conjunto de granos cristalinos trans-

Ilustración 3.1

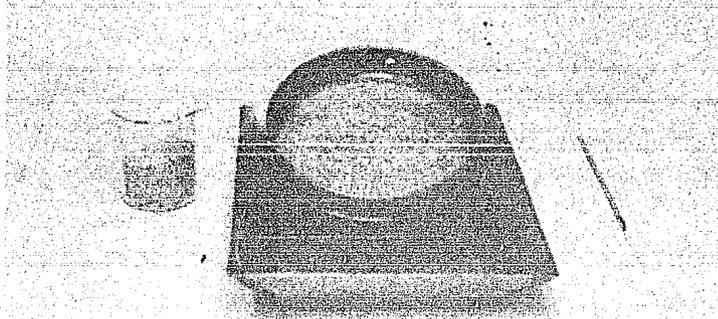
Equipo empleado para las pruebas



Cámara Triaxial



Accesorios



Arena utilizada

parentes que forman alrededor del 80% de la totalidad de los --- granos de la arena. Este conjunto de granos cristalinos está -- constituido aproximadamente de la siguiente manera:

- 90% de partículas de cuarzo transparente
- 8% de feldespatos alcalinos
- 2% de material micáceo

Todas estas partículas presentan la forma de granos subredondeados e irregulares. La predominancia del cuarzo en la muestra y la forma de los granos hace pensar que esta arena ha sido sometida por un largo período al trabajo fluvial ya que el cuarzo es el mineral que más resiste la abrasión y la descomposición perdurando aún más que los otros minerales que se encuentran en la arena.

La parte restante de la muestra está constituida por granos oscuros y opacos de diversos colores y tamaños y que en general presentan una forma más irregular que los granos cristalinos. Esta parte de la arena está formada por fragmentos de rocas volcánicas y metavolcánicas incluyendo fragmentos de basalto, andesita y otros.

Como ya se mencionó, la muestra tiene partículas de diferentes tamaños aunque presenta una marcada predominancia de partículas de un solo tamaño, lo cual puede apreciarse con claridad en la curva obtenida de la prueba granulométrica que se muestra enseguida. En base a esta prueba y de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS -- se puede clasificar a la muestra como SP (arena mal graduada) - consecuencia de la predominancia de un solo tamaño en ella.

Su densidad de sólidos es típica de una arena ($S_s = 2.65$).

La elección de esta arena obedeció a la necesidad de poder realizar pruebas triaxiales sobre probetas -- formadas a distintos estados de compactación con el fin de comparar los resultados obtenidos para la misma arena en distintos grados de compactación. Para ello se analizaron varios tipos de arena obtenidos de distintos depósitos comparando la estructura más suelta que se pudiera obtener con la más compacta. La arena que finalmente se seleccionó ofrecía un rango -- bastante favorable de trabajo entre su forma más suelta y la más compacta definido por las relaciones de vacíos obtenidas -- que van desde $e = 0.97$ hasta $e = 0.64$.

3:2:2 Preparación de los especímenes en estado --- suelto

En un matraz de "Helen Meyer" de 500 ml de capacidad se colocan aproximadamente unos 300 gr de arena limpia. Se llena el matraz con agua destilada hasta rebazar ligeramente el nivel de la arena. Se tapa el matraz con un tapón como el mostrado en la figura 3.6. Se conecta el conjunto a la bomba de vacío para desairar totalmente a la muestra. -- Para lograr un mejor desairado puede calentarse el matraz en "baño maría" moviendo en forma circular para agitar la arena. Este proceso debe llevarse a cabo el tiempo necesario hasta garantizar la saturación completa de la muestra.

Ya que la muestra está totalmente saturada -- se retira de la bomba de vacío, se retira el tapón y se llena totalmente el matraz de agua destilada vaciándola de tal manera que no produzca burbujas que puedan introducir aire a la muestra. Se coloca el tapón cuidando que no queden atrapadas burbujas de aire dentro del matraz. El tubito de vidrio del tapón debe quedar también totalmente lleno de agua.

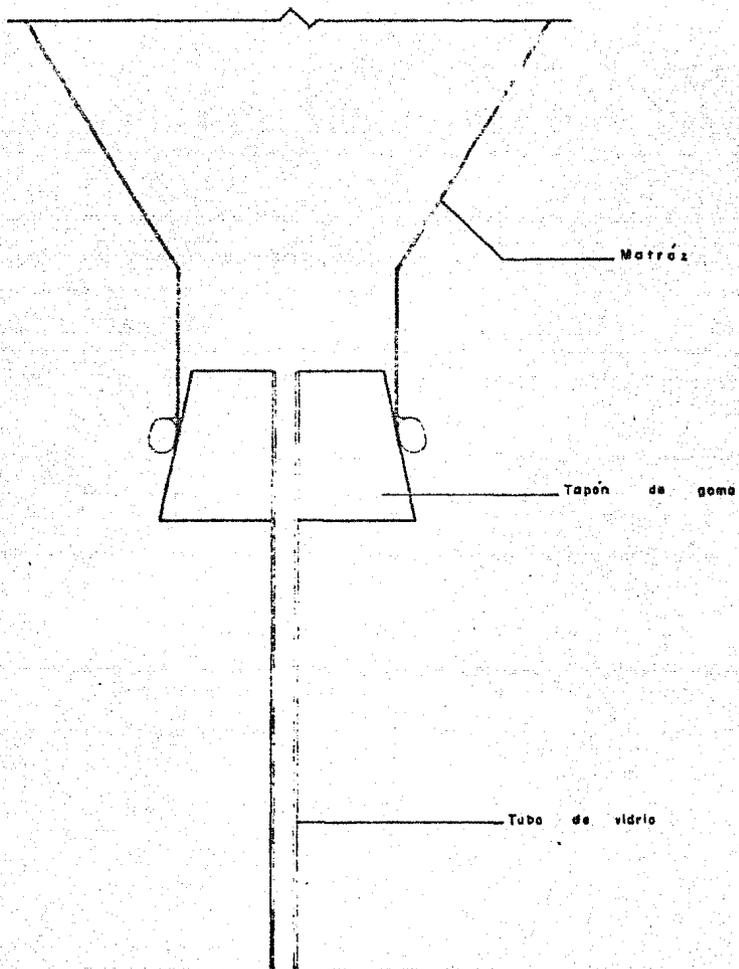


Figura 3.6

Por otro lado se toma la base de la cámara triaxial. Se ajusta una membrana al cilindro corto que contiene a la piedra porosa de la base. Se sella este extremo con un o-ring y la ayuda del anillo de lucita. Abierto el molde metálico se acopla a la base de la cámara y se cierra cuidando de no "morder" a la membrana. Se estira la membrana con el objeto de que quede adherida perfectamente a las paredes del molde.

Se conecta la bureta auxiliar al canal 2 y se procede a la saturación de este canal haciendo circular el agua de la bureta a la piedra porosa, hasta que se llena un poco menos de la mitad de la membrana. Se cierra el canal 2 y se llena el molde directamente con una pipeta. La bureta auxiliar debe quedar con su nivel de agua a poco menos de la mitad de su capacidad y se fija a un soporte.

Se pesa el matraz y se anota en el inciso correspondiente de la forma A. Se voltea el matraz sobre el molde lleno de agua permitiendo que la punta del tubo de vidrio se introduzca ligeramente en el agua. Al momento la arena comenzará a caer sobre el molde. Este procedimiento permite obtener una estructura muy suelta de la arena, pues los granos caen libre y suavemente. Se espera el tiempo suficiente hasta que el molde se llene hasta su nivel máximo.

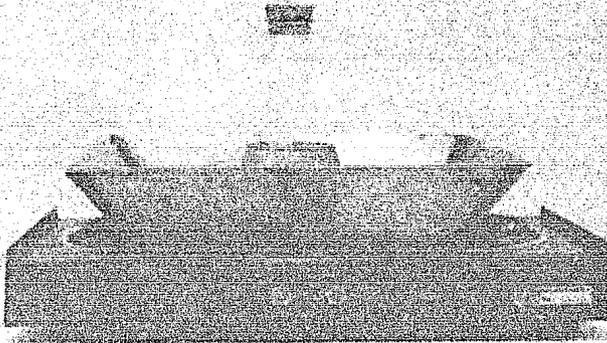
Una vez lleno el molde se retira el matraz y se procede a la colocación de la cabeza sobre la probeta y a su sellado con un o-ring.

El matraz se vuelve a pesar y se registra en la forma A.

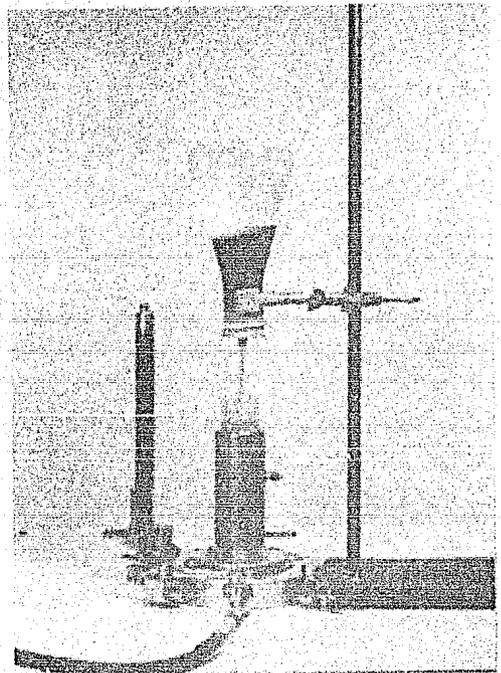
Se baja el soporte con la bureta hasta que la diferencia de niveles de agua en la bureta y la mitad de la

Ilustración 3.2

Formación de probares en estado suelto.



Saturación de la arena



Forma de vaciar la arena al molde

altura de la probeta sea de aproximadamente 50 cm.

Se abre el canal 2 para producir una contrapresión que ayude a mantener estable la probeta al ser retirado el molde.

Debe vigilarse que el nivel del agua en la bureta suba un poco y se estabilice. Cuando esto suceda se puede ya retirar el molde metálico de la probeta.

Se efectúan las mediciones de diámetros y de altura de la probeta y se registran en la forma B.

Se coloca el balín en la cabeza de la probeta y se acomoda el cilindro de la cámara en su lugar y se atorilla. Para evitar que la probeta pueda ser golpeada con el vástago al poner el cilindro éste se retira antes de ajustar el cilindro.

Se lleva la cámara a su lugar en el marco de carga junto con la bureta auxiliar cuidando de no alterar el nivel de contrapresión inicial.

3:2:3 Preparación de especímenes en estado medio.

Se ajusta la membrana a la base de la cámara triaxial y se coloca el molde metálico de la misma manera descrita para las probetas en estado suelto.

La preparación de las probetas en estado medio y en estado compacto sufre una variación importante respecto a la formación de las probetas en estado suelto; debido a que es más fácil controlar la compactación en un material seco que en uno saturado, la colocación del material en el molde --

metálico se hará ahora con la arena seca y ya una vez acomodada se procederá a su saturación.

En base a una serie de ensayos previos se -- determinó la cantidad de arena seca que se debía colocar dentro del molde para alcanzar una relación de vacíos que estuviera dentro de los límites establecidos originalmente.

La formación de la probeta es de la siguiente manera :

Se pesan 130 gr. de arena seca en un matraz. La arena se vierte al molde con la ayuda de un embudo. El embudo se coloca inicialmente de manera que su punta toque a la base del molde y conforme va siendo llenado éste, el embudo se va levantando de tal manera que la distancia entre la punta -- y el nivel que va alcanzando la arena no sea mayor de 1 cm --- aproximadamente. Conforme se va vertiendo la arena el conjunto de la base y el molde deben tener un ligero vibrado para - permitir el acomodo de las partículas de arena en un estado -- medio. Este proceso se lleva a cabo hasta el vaciado total de los 130 gr. de arena.

Se conecta la bureta auxiliar al canal 2 y - se coloca en un soporte. Se llena de agua la bureta hasta que se alcance una carga de aproximadamente 50 cm respecto a la -- mitad de la altura de la probeta. Se abre el canal 2 para -- que el agua circule a través de la piedra porosa y sature lentamente a la probeta. La carga debe mantenerse lo más constante posible durante toda la saturación. Debe verificarse que - no existan burbújas de aire desde la bureta hasta la piedra.

Una vez saturada completamente la probeta se procede a la colocación de la cabeza con el sellado del o-ring.

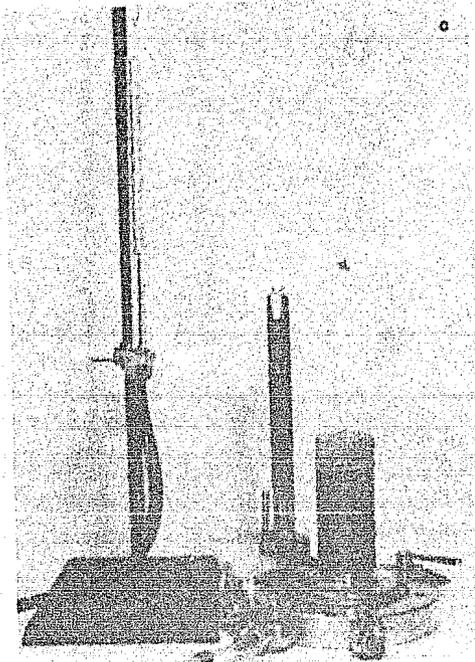
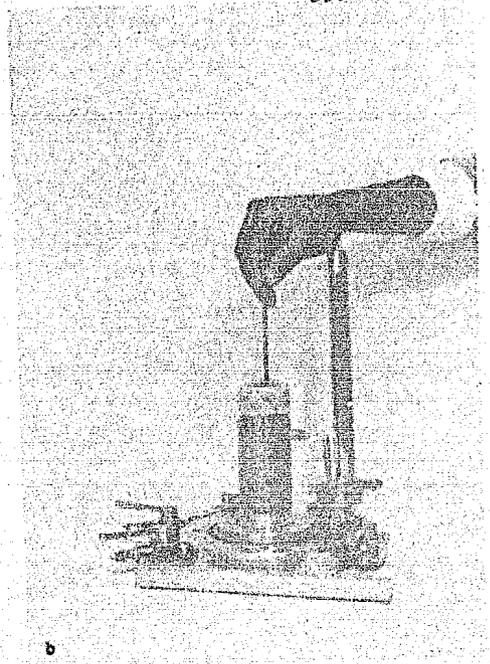


Ilustración 3.5

Formación de probetas en estado suelto.

a) Colocación de la arena en el molde

b) Compactación

c) Saturación

Se cierra el canal 2 y se baja la bureta con el soporte hasta dar la misma contrapresión de 50 cm.

Se abre el canal 2 y se vigila el nivel del agua en la bureta hasta que se estabilice.

Se retira el molde de la probeta y se hacen las mediciones correspondientes de la probeta, las cuales se anotan en la forma "B" para el cálculo de los parámetros necesarios.

Se pone el balón en la cabeza de la probeta, se coloca el cilindro en su sitio de la cámara triaxial teniendo cuidado de que el vástago no golpee a la probeta.

La cámara triaxial se lleva al marco de carga cuidando que el nivel de la contrapresión no varíe.

La probeta está lista para la prueba.

3:2:4 Preparación de las probetas en estado compacto

De la misma manera a como se hizo en el estado medio, se hicieron varios ensayos previos para determinar la cantidad de arena seca necesaria así como el procedimiento de compactación para formación de este tipo de probeta concerniente para alcanzar la máxima compactación posible en ésta arena, estando dentro de los límites preestablecidos. Se encontró que el mejor procedimiento es el siguiente:

Se ajusta la membrana a la base de la cámara triaxial de igual forma que la descrita en el punto 3:2:1.

Se toman 150 gr. de arena seca y se separan en 5 porciones de 30 gr cada una para formar 5 capas de la siguiente manera :

Se toman los primeros 30 gr y se vierten dentro del molde; con una varilla de unos 3 mm de diámetro se -- "varilla" la arena uniformemente en toda su extensión de la -- capa en forma similar a como se hace en el colado del concreto. Para enrasar la superficie de la capa, se utiliza un pistón de unos 2 cm de diámetro.

Este mismo proceso se repite con cada una -- de las 5 porciones de arena. Se debe tener cuidado de "variar" únicamente hasta la profundidad del espesor de la capa -- que se está compactando.

Desde la saturación de la arena hasta la colocación de la cámara en el marco de carga se repiten los mismos pasos descritos para el caso de la formación de las probetas en estado medio y se utiliza la misma forma B. Para un -- análisis más detallado de los cálculos necesarios para obtener los datos básicos de cada probeta puede consultarse el Anexo - 3:B.

3 : 3 EJECUCION DE LAS PRUEBAS

3:3:1 Pruebas para la obtención de la Ley de resistencia

El procedimiento que aquí se describe es general para los 3 estados en que se trabajaron las probetas y comienza a partir de la colocación de la cámara en el marco -- de carga.

Se coloca un balín en la punta superior del vástago y se acomoda la cámara triaxial sobre el banco de car-

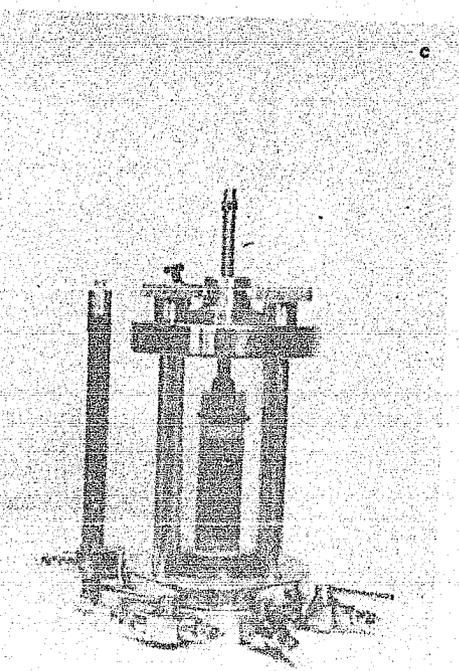
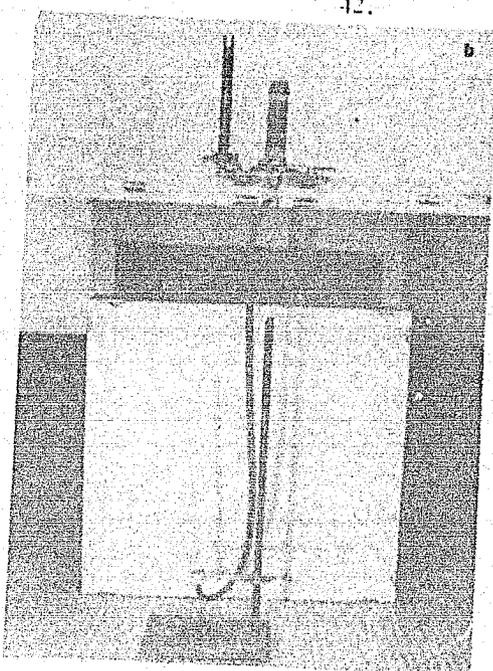
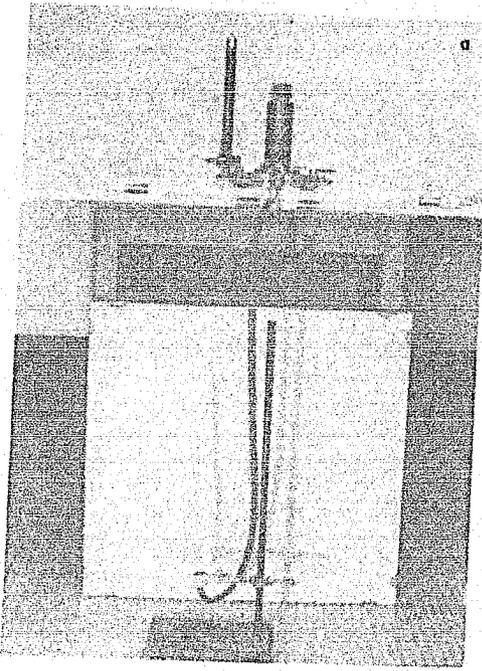


Ilustración 3.4

Aplicación de la contrapresión

a) Aplicación de la contrapresión

b) Probeta estable después de retirar el molde

c) Colocación del cilindro

ga de tal manera que quede perfectamente centrado para que la caída del marco no presente excentricidades.

Por otro lado se instala el tanque regulador de presión de manera que su nivel de agua esté a nivel de la mitad de la altura de la probeta para no ocasionar sobre la probeta presiones adicionales debido a una diferencia de niveles.

Se conecta la manguera del tanque regulador al canal 1. Se procede a abrir tanto la válvula del canal 1 como la válvula de purga. Se aplica una pequeña presión en el tanque regulador para facilitar el llenado de la cámara. Esta presión deberá desvanecerse totalmente cuando la cámara esté llena y en ese instante se cierran al mismo tiempo la válvula del canal 1, la válvula de purga y la válvula del canal 2.

Es importante aclarar que si el procedimiento se realiza con cuidado, al cerrar la válvula del canal 2, la contrapresión original en la probeta se mantendrá aunque la bureta se cambie de posición.

La bureta puede entonces situarse en una posición tal que su nivel de agua coincida con la mitad de la altura de la probeta.

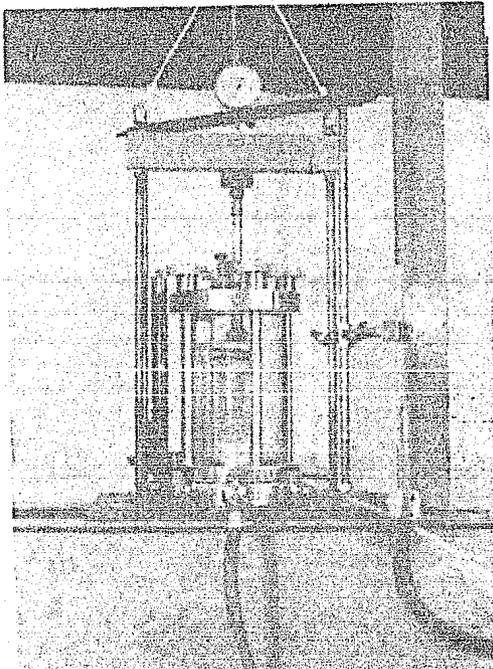
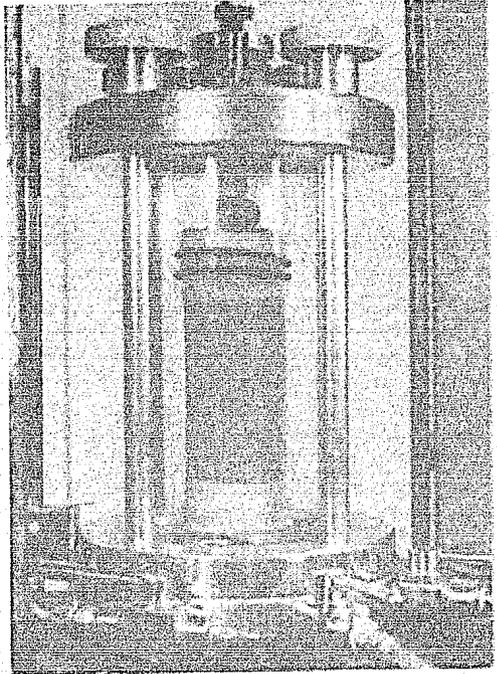
Paralelamente el tanque regulador se prepara a la presión requerida para esa prueba.

En seguida se ajusta el extensómetro permitiendo su desplazamiento en ambas direcciones (puede colocarse por ejemplo, con una vuelta). Se toma la lectura inicial y se anota en la forma C. También se anota la lectura que indica la bureta.

Ilustración 3.5

Ajustes necesarios antes de empezar la prueba.

- Se llena la cámara con agua lentamente.
- Se ajusta la posición de la cámara respecto a la caída del marco de carga.



- Se ajusta el extensómetro.

- Se coloca la bureta a nivel de la probeta.

Se abren al mismo tiempo las válvulas de los canales 1 y 2, para permitir la entrada de la presión y el drenaje de la probeta a la bureta. Debe compensarse la presión -- aplicada en el marco de carga para evitar que se pierda el contacto del vástago con el balín de la cabeza de la probeta. -- Esto es muy importante pues puede provocar un golpe brusco del vástago contra la probeta al colocar la primera carga. Se espera el tiempo necesario para permitir la disipación de las --- presiones de poro dentro de la probeta; esto se puede verificar al observar que el nivel del agua de la bureta se ha estabilizado totalmente. Hemos observado que 5 minutos son tiempo más que suficiente para ello.

Pasado este tiempo se anotan en la forma ---- anexa la lectura del extensómetro y de la bureta en las columnas de la forma C.

El extensómetro se ajusta en "ceros" y se --- procede a la etapa de falla de la prueba.

Para calcular los incrementos de carga a ---- aplicar, puede suponerse un ángulo de fricción θ acordé al estado de compactación de la probeta. Con éste ángulo de fricción se calcula un esfuerzo desviador de falla que multiplicado por una área promedio de la probeta dará una carga total de falla - supuesta. Los incrementos de carga que se apliquen suelen tomarse como del 10% de esta carga total de falla supuesta.

Estos incrementos de carga es conveniente que permanezcan constantes durante toda la etapa de falla para esa prueba, porque hemos observado que el variar estos incrementos se altera la forma de la curva esfuerzo-deformación obtenida, - esto implicaría que los resultados obtenidos no fueran comparables entre sí.

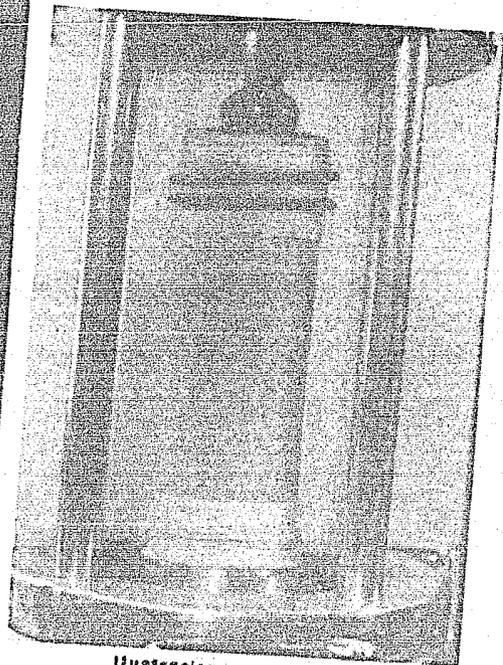
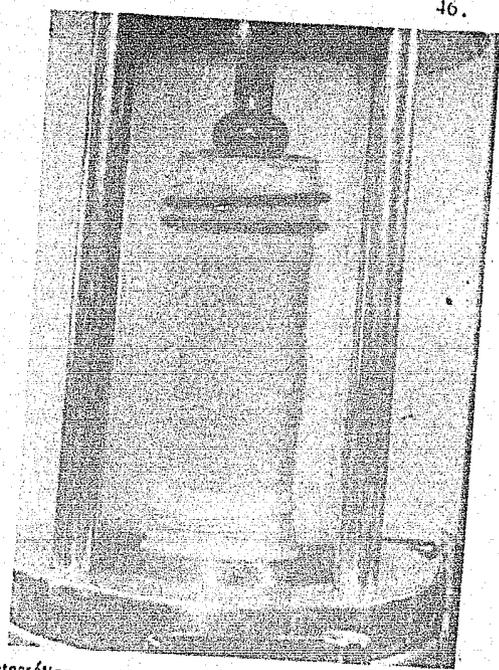
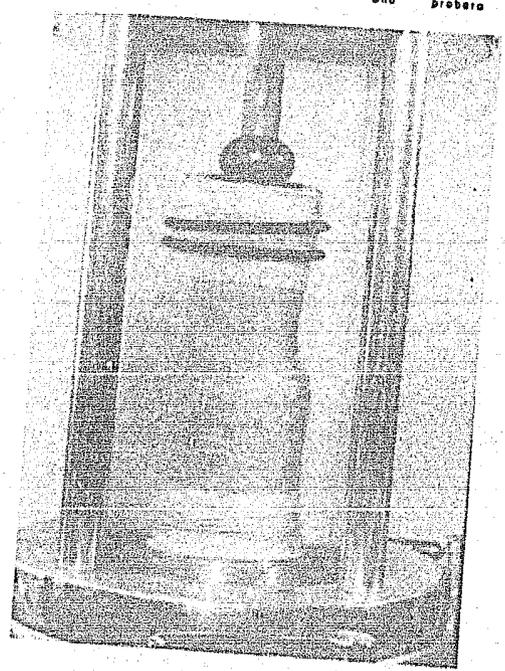


Ilustración 3.6



Secuencia fotográfica de la falla de uno probera



Al tiempo que se realice la prueba debe llevarse una gráfica carga-deformación total. Esta gráfica servirá para definir el límite del rango sensiblemente elástico de la prueba.

Se consideró que el tiempo necesario y suficiente para disipar la presión de poro después de cada incremento de carga era de 5 minutos, siempre y cuando la prueba estuviera dentro del rango sensiblemente elástico. Después de éste rango observamos que éste tiempo ya no era suficiente para la disipación de la presión de poro por lo que se optó por tomar a partir de este instante 10 minutos como tiempo necesario y suficiente después de cada incremento de carga.

La probeta se lleva a la falla. Algunas observaciones al respecto se hacen notar en el capítulo siguiente.

Transcurrido el tiempo de cada incremento de carga se deben hacer las anotaciones de las lecturas del extensómetro y la bureta en la forma C.

Como ya se indicó, para cada estado de compactación se realizan cuatro pruebas de falla, cada una con las diferentes presiones de confinamiento indicados. Esto nos lleva a obtener cuatro círculos de Mohr para definir la envolvente de falla que será utilizada para las pruebas PTD que se describen a continuación.

3:3:2 Pruebas triaxiales de deformación PTD.

Una característica importante de ésta prueba es que, sobre una misma probeta, se pueden realizar tantos ciclos de carga-descarga como se requieran, a diversas presiones de confinamiento, siempre y cuando el nivel de esfuerzos a que

se somete la probeta en cada ciclo no altere la estructura interna original de la misma para que los datos obtenidos de diferentes ciclos puedan ser representativos del mismo estado --- considerado.

El nivel de esfuerzos a que fueron sometidas las probetas en este estudio nunca sobrepasó la mitad del esfuerzo desviador de falla correspondiente a la presión de confinamiento dada. Este esfuerzo desviador de falla es el calculado de las pruebas citadas anteriormente. La razón de llevar los ciclos hasta la mitad del esfuerzo desviador de falla es que, como se habfa establecido inicialmente, se iba a tomar un factor de seguridad de 2.

Para este trabajo, se hicieron cuatro ciclos de carga y descarga para cada estado de compacidad relativa; -- cada ciclo correspondiente a las cuatro presiones de confinamiento --- convenidas.

En algunas investigaciones similares, las --- probetas se llevan a la falla después del último ciclo de carga y descarga con el objeto de determinar la ley de resistencia pero en nuestro caso el objetivo primordial era determinar el comportamiento esfuerzo-deformación de la arena en función de los --- parámetros presión de confinamiento y compacidad relativa inicial, por esta razón las pruebas realizadas terminaban con la --- descarga de la última presión de confinamiento.

Algunas observaciones interesantes al respecto de los aspectos comentados en los párrafos anteriores se citan en el capítulo siguiente.

La preparación de la probeta para cada estado es similar a como se describió en el punto anterior.

Se acomoda la cámara triaxial con el banco -- del marco de carga, se centra; se procede al llenado de la --- cámara siguiendo las recomendaciones del punto 3:3:1.

Se cierran las válvulas del canal 1 y 2 y la de purga. Se pasa la bureta hasta que su nivel de agua coincida con la mitad de la altura de la probeta. Se toma su lectura y se anota en la forma C.

Se ajusta el extensómetro permitiendo desplazamiento en ambas direcciones. Se toma su lectura inicial y se anota en la forma. C

Se prepara el tanque regulador con la primera presión de confinamiento (en este caso 0.250 kg/cm^2).

Se abren las válvulas de los canales 1 y 2 -- al mismo tiempo (debe tenerse cuidado de compensar la presión - ejercida contra el vástago).

Se espera el tiempo especificado de 5 minutos para permitir la consolidación de la probeta bajo esta presión. Se toman las lecturas de extensómetro y bureta. Se ajusta el - extensómetro a ceros y se procede a la realización del primer - ciclo de carga-descarga.

Se buscará que los incrementos de carga sean suficientes para obtener alrededor de 8 puntos tanto en la carga como en la descarga sin sobrepasar la mitad del esfuerzo desviador de falla. Lo que se busca es que los incrementos sean - constantes por los motivos señalados.

El tiempo transcurrido para cada incremento - de carga debe ser constante y en nuestro caso de 5 minutos tanto para la carga como para la descarga debido a que siempre se

estará en el rango sensiblemente elástico. Estas últimas recomendaciones son generales para todos los ciclos.

Al finalizar la descarga de este primer ciclo se cierran las válvulas de los canales 1 y 2 y se incrementa la presión en el tanque regulador a la siguiente presión de confinamiento (en nuestro caso 0.500 kg/cm^2).

Nuevamente se ajusta el extensómetro permitiendo carrera en ambas direcciones. Se toman las lecturas iniciales de extensómetro y bureta y se anotan en otra forma similar.

Se abren las válvulas de los canales 1 y 2 -- como en el primer ciclo. Los pasos se repiten igualmente para los siguientes ciclos.

ANEXO 3.ARecopilación de datos y secuencia de cálculos para las pro-
betas de arena en estado suelto.

- Obtención del Peso de la Arena.

Wm_1 = peso del matraz antes de vaciar la arena al molde

Wm_2 = peso del matraz después de vaciar la arena al molde

$W'_s = Wm_1 - Wm_2$ = peso sumergido de la arena que se vació
al molde =

= peso de la arena - peso del volumen de agua desalo-
jado por la arena(1)

de $S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_o}$ obtenemos

$$V_s = \frac{W_s}{S_s \gamma_o}$$

∴ el peso del volumen de agua desalojado por la arena --
será :

$$\left(\frac{W_s}{S_s \gamma_o} \right) \gamma_o = \frac{W_s}{S_s}$$

que sustituido en (1) :

$$W'_s = W_s - \frac{W_s}{S_s} = W_s \left(1 - \frac{1}{S_s} \right)$$

despejando el valor de W_s :

$$W_s = \frac{W's}{1 - \frac{1}{S_s}} = \text{peso de la arena contenida en el molde}$$

Obtención del volumen de la probeta :

De las mediciones hechas a la probeta se tienen 3 diámetros y una altura.

Con los 3 diámetros se obtiene un área media de la siguiente manera.

D_i — A_i

D_c — A_c

D_s — A_s

$$A_m = \frac{A_i + 4A_c + A_s}{6}$$

El volumen inicial podrá obtenerse entonces como:

$$V_0 = A_m \cdot h_0$$

Obtención de la relación de vacíos :

La relación de vacíos se obtiene por medio de la siguiente expresión:

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

en donde

V_v = volumen de vacíos

V_s = volumen de sólidos

el volumen de sólidos puede obtenerse a partir del peso de sólidos (W_s) y de la densidad de sólidos (S_s):

$$V_s = \frac{W_s}{S_s \cdot g_0}$$

el volumen de vacíos se obtiene por diferencia con el volumen total, o sea:

$$V_v = V_o - V_s$$

FORMACION DE PROBETAS A PARTIR DE ARENA SATURADA



OBRA _____
 LOCALIZACION _____
 ENSAYE No. _____ SONDEO No. _____
 MUESTRA No. _____ PROFUNDIDAD _____
 DESCRIPCION _____
 FECHA _____
 OPERADOR _____
 CALCULO _____

OBSERVACIONES _____

$S_g =$ _____

$D_s =$ _____

$D_c =$ _____

$D_i =$ _____

$A_s =$ _____

$A_c =$ _____

$A_i =$ _____

$$A_m = \frac{A_s + 4 A_c + A_i}{6} = \text{_____}$$

$L_o =$ _____

$V_o =$ _____

Peso Matraz antes de vaciar = _____

Peso Matraz después de vaciar = _____

Diferencia = W'_s = _____

$$W_D = \frac{W'_s}{1 - 1/S_g} = \text{_____}$$

$$V_a = \frac{W_s}{S_s} = \text{_____}$$

$$V_v = V_o - V_s = \text{_____}$$

$$e_o = \frac{V_v}{V_s} = \text{_____}$$

ANEXO 3.BRecopilación de datos y secuencia de cálculo para las ---
probetas de arena en estado medio y compacto.

Obtención del volumen de la probeta.

De las mediciones hechas a la probeta se tienen 3 diámetros y una altura.

Con los tres diámetros se obtiene un área media de la siguiente manera:

$$A_i = \frac{\pi (D_i)^2}{4} \quad \dots \quad \text{área en la base de la probeta}$$

$$A_c = \frac{\pi (D_c)^2}{4} \quad \dots \quad \text{área a la mitad de la altura de -
la probeta}$$

$$A_s = \frac{\pi (D_s)^2}{4} \quad \dots \quad \text{área en el extremo superior de -
la probeta}$$

$$A_m = \frac{A_i + 4A_c + A_s}{6} \quad \dots \quad \text{área media}$$

El volumen inicial podrá obtenerse entonces como:

$$V_o = A_m \cdot h_o$$

- Obtención de la relación de vacíos:

La relación de vacíos se obtiene por medio de la siguiente expresión:

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

en donde

V_v = volumen de vacíos

V_s = volumen de sólidos

el volumen de sólidos puede obtenerse a partir del peso de sólidos (W_s) que es un dato inicial, y de la densidad de sólidos (S_s):

$$V_s = \frac{W_s}{S_s \sigma_o}$$

El volumen de vacíos se obtiene por diferencia con el volumen total, o sea

$$V_v = V_o - V_s$$

FORMACION DE PROBETAS A PARTIR DE ARENA SECA



OBRA _____

LOCALIZACION _____

ENSAYE No. _____ SONDEO No. _____

MUESTRA No. _____ PROFUNDIDAD _____

DESCRIPCION _____

FECHA _____

OPERADOR _____

CALCULO _____

OBSERVACIONES _____

$$S_g = \underline{\hspace{2cm}}$$

$$D_s = \underline{\hspace{2cm}}$$

$$D_c = \underline{\hspace{2cm}}$$

$$D_i = \underline{\hspace{2cm}}$$

$$A_s = \underline{\hspace{2cm}}$$

$$A_c = \underline{\hspace{2cm}}$$

$$A_i = \underline{\hspace{2cm}}$$

$$A_m = \frac{A_s + 4 A_c + A_i}{6} = \underline{\hspace{2cm}}$$

$$L_o = \underline{\hspace{2cm}}$$

$$V_o = \underline{\hspace{2cm}}$$

Peso de la arena seca vertida = $W_g = \underline{\hspace{2cm}}$

$$V_s = \frac{W_g}{S_g} = \underline{\hspace{2cm}}$$

$$V_v = V_o - V_s = \underline{\hspace{2cm}}$$

$$e_o = \frac{V_v}{V_s} = \underline{\hspace{2cm}}$$

ANEXO 3:CDesarrollo de la Tabla de Cálculos
empleada en las pruebas.

(Basándose en la forma anexa seguiremos la numeración de las columnas en la forma indicada).

- Columna 1: (ΔP)

En esta columna se anotará el valor del incremento de carga a que va siendo sometida la probeta.

- Columna 2: (P)

Esta columna indica el valor total de la carga aplicada a la probeta en un instante dado. Se obtiene sumando los incrementos de carga de la columna 1 hasta ese instante.

- Columna 3: (δ)

En esta columna se anotan las lecturas del micrómetro al final del tiempo acordado para cada incremento de carga.

- Columna 4: (ϵ)

Esta columna indica la deformación unitaria sufrida por la probeta como consecuencia de la aplicación de las cargas en cada instante. Se obtiene de

$$\epsilon = \frac{\delta}{h'_0}$$

..... Se obtiene de la columna 3

h'_0 altura inicial de la probeta después de --- aplicar el esfuerzo de confinamiento.

- Columna 5: (Bureta)

En esta columna se anotan las lecturas de la bureta - al final del tiempo acordado para cada incremento de carga.

- Columna 6: (ΔV)

Representa el cambio de volumen de la probeta, obtenido a partir de los datos de la bureta de la siguiente manera:

- Después de aplicar el esfuerzo de confinamiento y de permitir la disipación de la presión de poro - se tiene una lectura de la bureta (B'_0).
- Al final del tiempo esperado para cada incremento de carga se toma otra lectura de bureta (B_i).

Teniendo lo siguiente:

$$\Delta V_i = B'_0 - B_i$$

- Columna 7: ($\Delta V/V'_0 = \epsilon_v$)

Representa la deformación volumétrica unitaria. Se obtiene de :

$$\epsilon_v = \frac{\Delta v}{V'_0} \quad \text{en donde} \quad \Delta V = \dots \text{ de la columna (6)}$$

V'_0 = Volumen de la probeta después de aplicar la presión de confinamiento.

Para obtener V'_0 :

$$V'_0 = V_0 - \Delta V_0 \quad \text{en donde}$$

V_0 = Volumen inicial de la probeta calculado de los Anexos 3:A ó 3:B según el caso.

ΔV_0 = Cambio volumétrico sufrido por la probeta al aplicar la presión de confinamiento.

- Columna 8: (V_c)

Es el volumen de la probeta después de cada incremento de carga.

$$V_c = V'_0 - \Delta V$$

- Columna 9: (L_c)

Es la longitud de la probeta después de cada incremento de carga.

$$L_c = L'_0 - \delta_i/10$$

en donde:

L'_0 = Longitud inicial de la probeta después de aplicar la presión de confinamiento.

$$L'_0 = h_0 - \epsilon_0$$

h_0 = Altura inicial de la probeta medida directamente.

ϵ_0 = Deformación que sufre la probeta al aplicar el esfuerzo de confinamiento.

ϵ_i = Deformación que sufre la probeta después de cada incremento de carga (columna 3).

- Columna 10: (A_c)

Es el área corregida promedio de la sección transversal de la probeta después de cada incremento de carga. Se obtiene de :

$$A_c = \frac{V_c}{L_c} \quad \text{en donde: } V_c \dots \text{ de la columna (8)}$$

$$L_c \dots \text{ de la columna (9)}$$

- Columna 11: (f)

Es el esfuerzo desviador aplicado en ese instante (i)

$$f_i = \frac{P_i}{A_{ci}}$$

P_i columna (2)
 A_{ci} columna (10)

- Columna 12: (V_{vc})

Representa el volumen de vacíos corregido. Para su obtención se supone que el volumen de sólidos es constante en toda la prueba, por lo tanto:

$$V_{vci} = V_{ci} - V_s$$

en cada instante
 V_{ci} de la columna (8)
 V_s dato inicial

- Columna 13: (e_c)

Es la relación de vacíos en cada instante.

$$e_{ci} = \frac{V_{vci}}{V_s}$$

V_{vci} de la columna (12)
 V_s dato inicial

- Columna 14: (f_3)

Indica la presión de confinamiento utilizada en la -- prueba.

T E M A 4

RESULTADOS DE LAS PRUEBAS

Los resultados de las pruebas realizadas se presentan en este capítulo principalmente en forma gráfica, acompañados - de algunos comentarios que esperamos conduzcan a un mejor entendimiento del comportamiento esfuerzo-deformación de la arena. - Es por ello que consideramos conveniente definir claramente los términos empleados en las gráficas mostradas para evitar confusiones y facilitar su comprensión. Así:

f_c es el esfuerzo de confinamiento bajo el cual se realizó la prueba.

f es el esfuerzo desviador, es decir, aquel que se transmite a la probeta por medio del vástago. En el caso de las pruebas efectuadas para determinar la Ley de resistencia, el máximo esfuerzo desviador alcanzado se definió como f_d .

e es la relación de vacíos con la cual se formó la probeta, es decir, antes de aplicar cualquier tipo de esfuerzos a la misma

ϵ es la deformación unitaria vertical, definida como -

$$\epsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

ϵ_v es la deformación volumétrica unitaria, definida por:

$$\epsilon_v = \frac{\Delta V}{V}$$

Se ha tomado, por convención, como positiva, cuando la probeta disminuye su volumen y como negativa cuando la probeta aumenta de volumen.

D_r es la densidad relativa, también se conoce como compacidad relativa C_r y definida como :

$$D_r = \frac{e_{\text{máx}} - e}{e_{\text{máx}} - e_{\text{min}}}$$

ϕ es el ángulo de fricción interna o ángulo de resistencia al corte. Para todos los casos se ha supuesto - que la Ley de resistencia queda definida como :

$$s = f \tan \phi$$

M_z es el módulo de deformación unitaria vertical definido por :

$$M_{z\text{ep}} = \frac{\epsilon_{\text{ep}}}{f} \quad \dots \text{módulo de deformación unitaria elastoplástico.}$$

$$M_{z\text{p}} = \frac{\epsilon_{\text{p}}}{f} \quad \dots \text{módulo de deformación unitaria plástico, es decir, aquel que -- toma en cuenta la parte de la - deformación que no es recuperable.}$$

$$M_{z\text{e}} = \frac{\epsilon_{\text{e}}}{f} \quad \dots \text{módulo de deformación unitaria elástico, es decir, aquel que - toma en cuenta la parte de la - deformación que es recuperable.}$$

ν es el módulo de Poisson definido por :

$$\nu = - \frac{\epsilon_x}{\epsilon_z} = - \frac{\epsilon_y}{\epsilon_z}$$

4.1 PRUEBAS PARA LA DETERMINACION DE LA LEY DE RESISTENCIA PARA CADA ESTADO.

Las curvas esfuerzo-deformación vertical (f, ϵ) obtenidas de estas pruebas presentan una marcada tendencia no lineal para cualquier estado de compactación, aunque debido a la escala en que es necesario dibujar estas curvas es muy difícil apreciar su forma en sus valores iniciales. Sin embargo, es posible distinguir en todas ellas tres etapas de deformación que fueron observadas inicialmente por Guersevánov (Ref. 5), a saber: (figura 4.1).

- Fase de compactación 0
- Fase de desplazamientos locales ②
- Fase de desarrollo de desplazamientos considerables ③

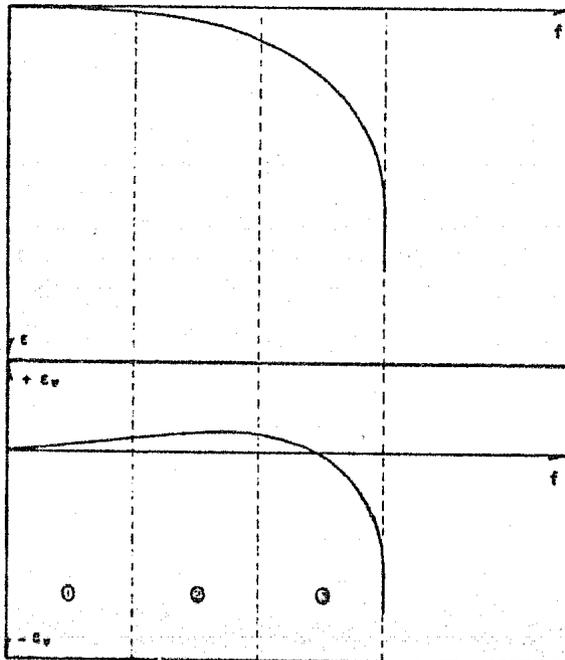


Figura 4.1

Etapas de deformación observadas

En la primera etapa, fase de compactación, el papel principal lo desempeñan los esfuerzos normales bajo cuya acción el suelo se compacta. La relación que existe entre el esfuerzo desviador máximo y el esfuerzo en el cual la curva esfuerzo-deformación presenta el primer quiebre importante en su trayectoria, señalando el final de la fase de compactación varía de --- 3 a 4. El desarrollo de las deformaciones tiene carácter de -- amortiguamiento y la velocidad de deformación tiende a cero. - Puede considerarse que en esta etapa el desarrollo de las deformaciones es proporcional al incremento de la presión axial. El hecho de que el suelo se compacte en esta primera etapa parece estar corroborado por la forma de las curvas esfuerzo-deformación volumétrica unitaria en las cuales se observa una disminución de volumen para esfuerzos axiales bajos aún en las pruebas sobre arena compacta.

Al final de la etapa de compactación, en el suelo --- surgen esfuerzos cortantes de magnitud considerable que originan el desarrollo de deformaciones de desplazamiento y el suelo pasa a la segunda etapa de deformación, o sea a la etapa de desplazamiento locales. Lo característico para esta fase es la -- alteración de la proporcionalidad lineal entre el esfuerzo y -- las deformaciones, es decir, el aumento de las deformaciones -- adelanta al incremento de carga. Es importante notar que, aunque los esfuerzos cortantes ya son de consideración, el efecto de los esfuerzos normales sigue provocando la compactación del suelo lo cual puede deducirse de las curvas esfuerzo-deforma--- ción volumétricas.

El final de la etapa de desplazamiento locales queda perfectamente definido gracias a las curvas esfuerzo-deforma--- ción volumétrica. En ellas puede observarse un quiebre brusco que marca el principio de la tercera etapa, la de desplazamientos considerables. En esta etapa el efecto de los esfuerzos -- cortantes origina la alteración total de la estructura inicial

de la arena y finalmente de falla de la probeta, que siempre va acompañada de grandes deformaciones laterales de la misma y de un considerable aumento de volumen, en lo que se conoce como -- fenómeno de "Dilatancia".

Hasta aquí llegan las ideas de Guersevanov y de acuerdo con nuestras experiencias, estamos de acuerdo con la división en tres etapas; pero hacemos la aclaración que éstas pueden no ser las únicas causas que provoquen el comportamiento -- observado.

El Ing. Agustín Deméneghi nos propone como otro fenómeno importante para tomarse en cuenta, lo que él denomina como el "efecto de cuña" como otra causa de desplazamientos tanto -- verticales como horizontales en la arena. Este efecto puede -- ser explicado como el encajamiento de un grano sobre otros granos a los cuales desplaza lateralmente. Este fenómeno puede -- presentarse desde la primera etapa de deformación, aumentando -- gradualmente su importancia conforme se incrementa la carga -- axial.

Todo parece indicar que las probetas de arena no sufren ningún cambio considerable en su estructura original para niveles de esfuerzo inferiores a la última etapa de deformación. Por el contrario, al entrar en la última fase de su deformación la arena en la probeta casi no guarda ninguna relación con la estructura inicialmente probada. Este hecho podría ser objeto de una investigación más amplia, pues podría conducir a la determinación de la Ley de resistencia de una arena -- realizando varias pruebas triaxiales sobre una misma probeta -- siempre y cuando no se sobrepasara el límite de la etapa de -- desplazamientos locales. Estas pruebas conducirían a un ahorro importante de tiempo y de trabajo, sobre todo en arenas, en donde es necesario reproducir la compacidad del depósito para obtener la información. Sin embargo, se cuenta con muy poca información

al respecto y solo se sabe de pruebas de este tipo realizadas - por el Dr. Zeevaert. (Figura 4.2).

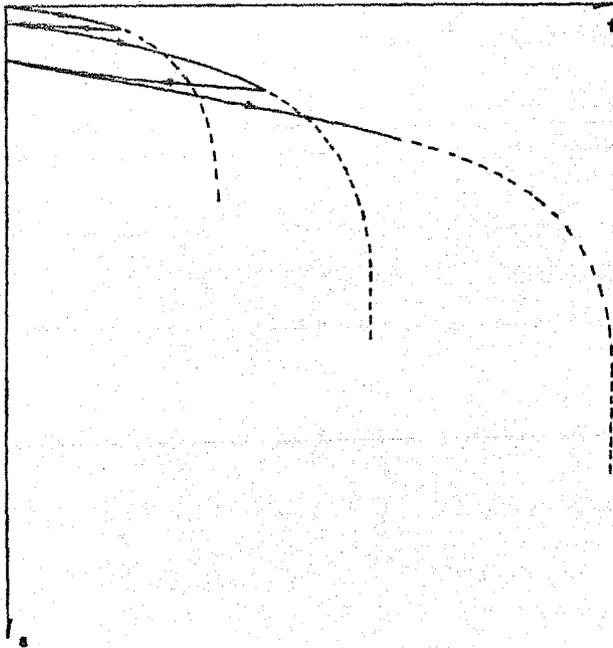


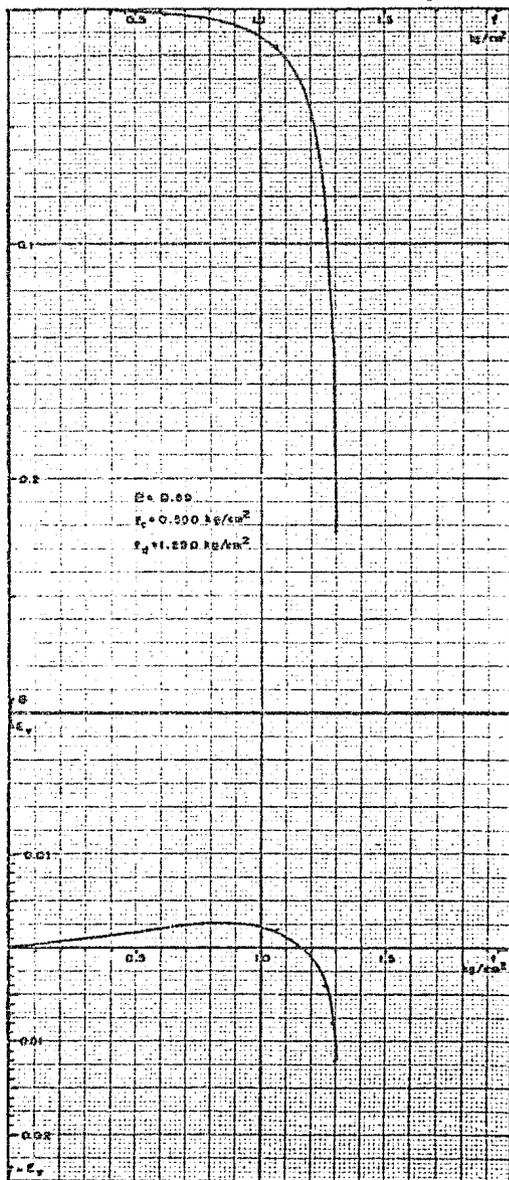
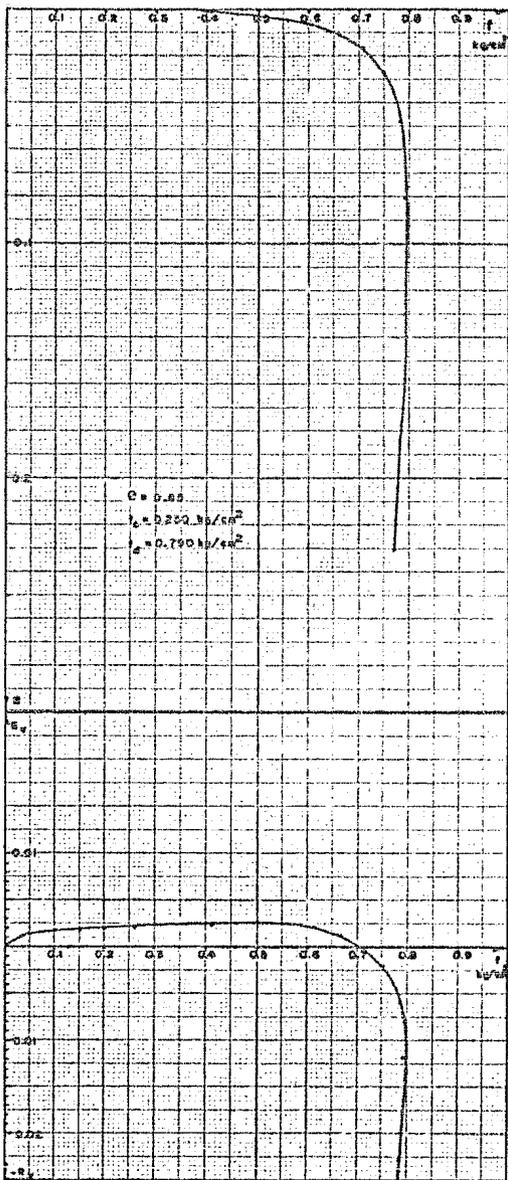
Figura 4.2

Ciclos de carga sobre una misma probeta

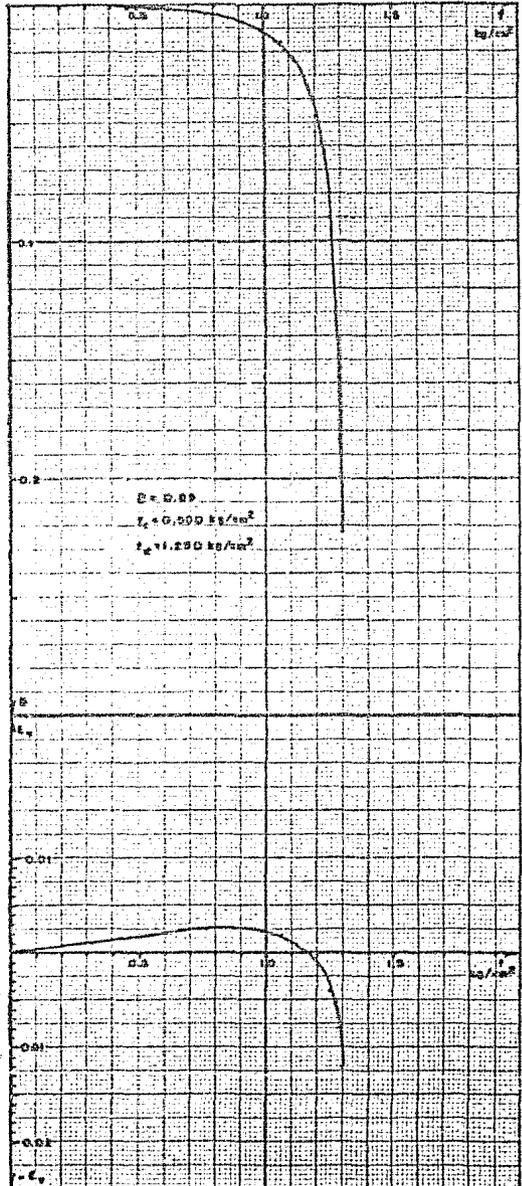
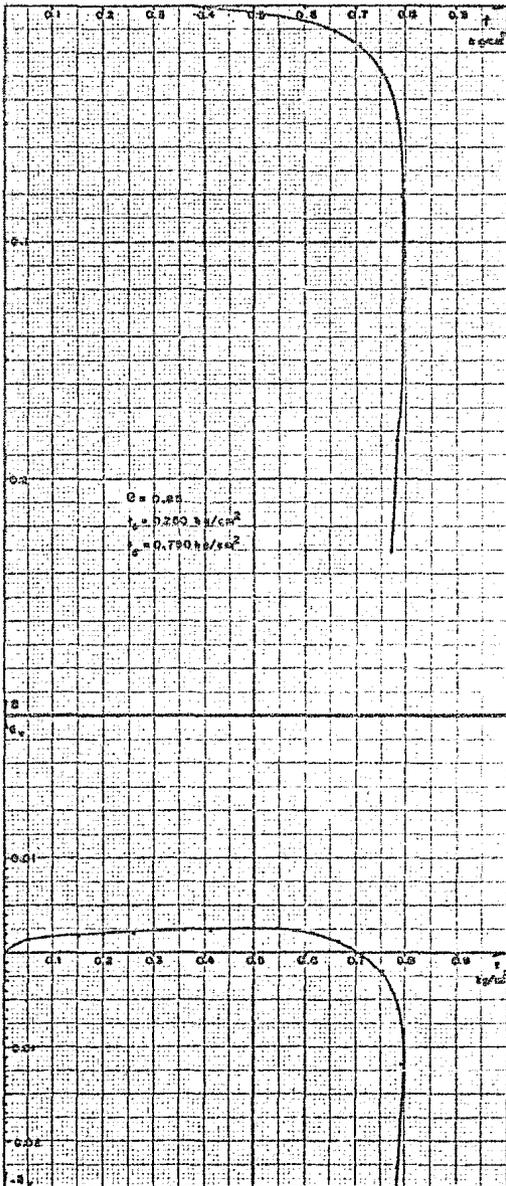
En cuanto a la Ley de resistencia, para fines prácticos y por no ser un factor determinante para los objetivos de este estudio, se idealizó como una recta pero se puede ver claramente -- que presenta una concavidad hacia abajo desde los primeros círculos acentuándose más para el último círculo definido por una presión de confinamiento de 2 kg/cm^2 . Esto puede ser también - motivo de una profundización posterior.

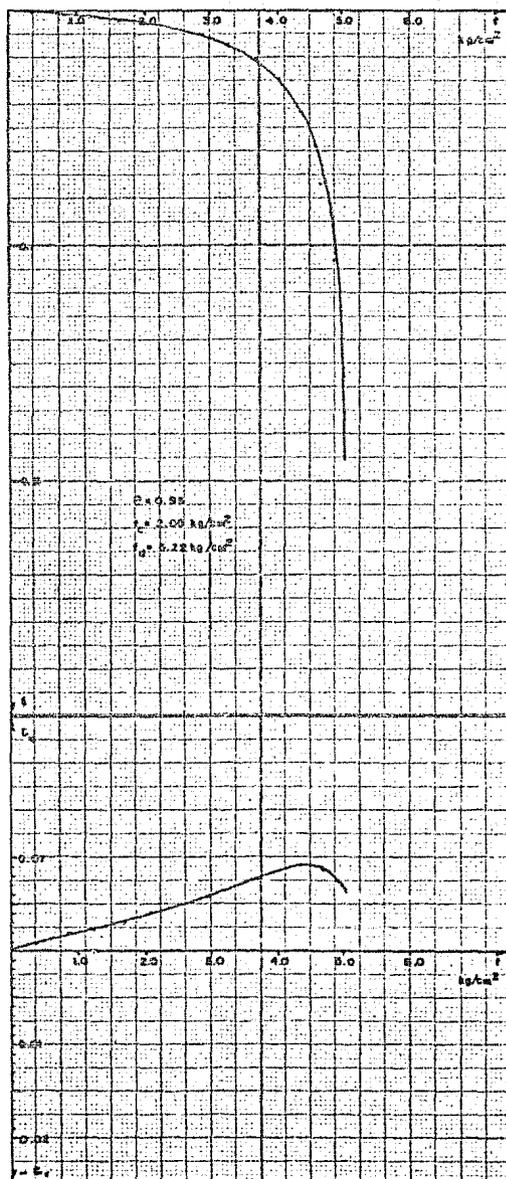
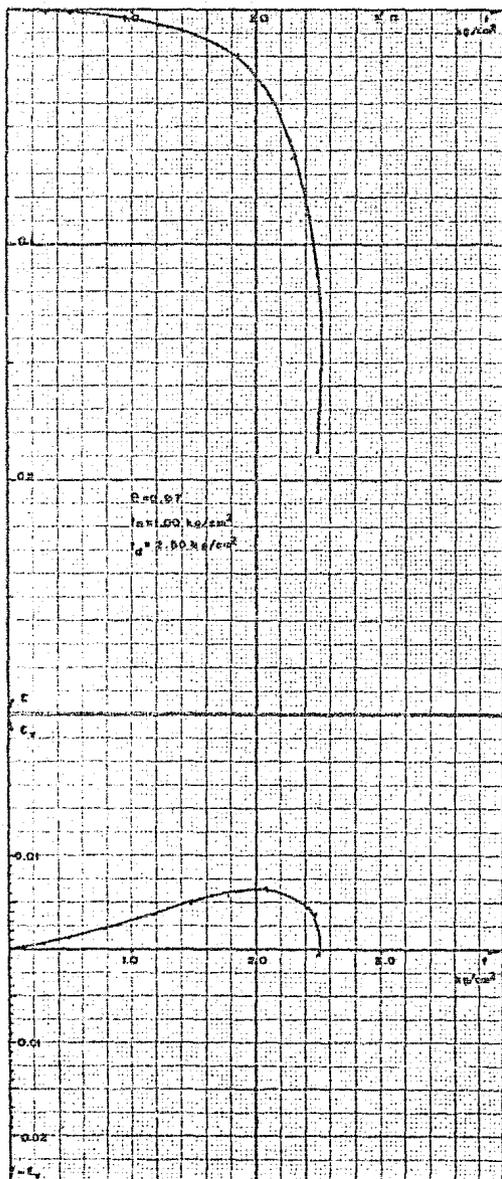
4.1.1 PRUEBAS TRIAXIALES PARA DETERMINAR
LA LEY DE RESISTENCIA DE LA ARENA
EN ESTADO SUELTO.

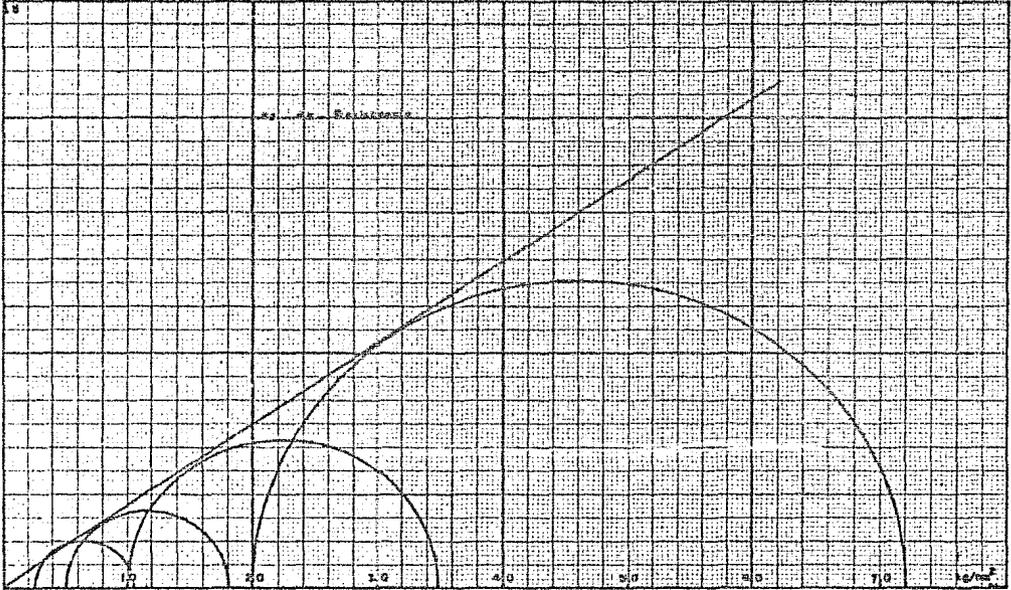
Gráficas 4.1 y 4.2



Gráficas 4.1 y 4.2







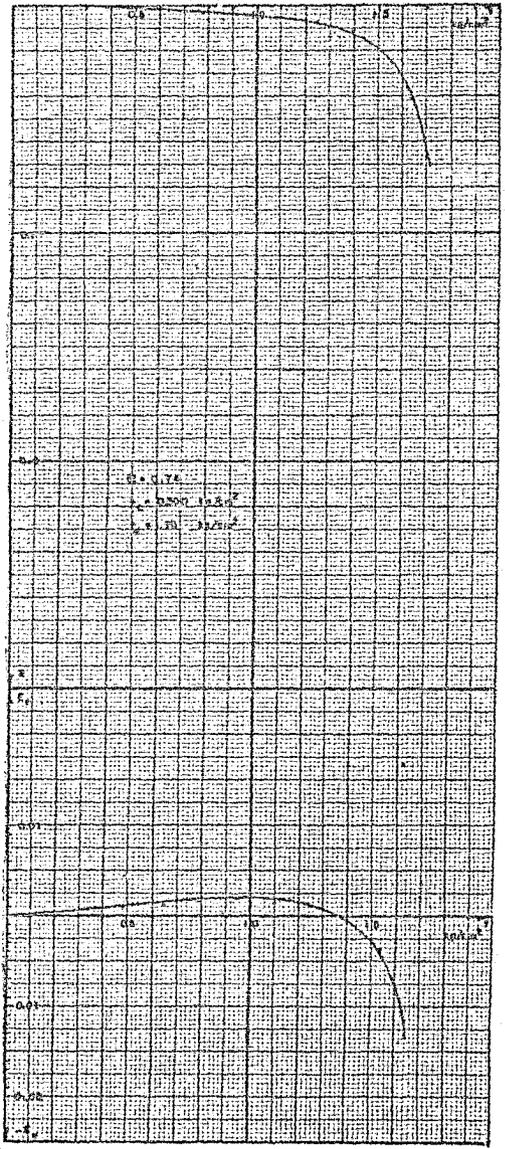
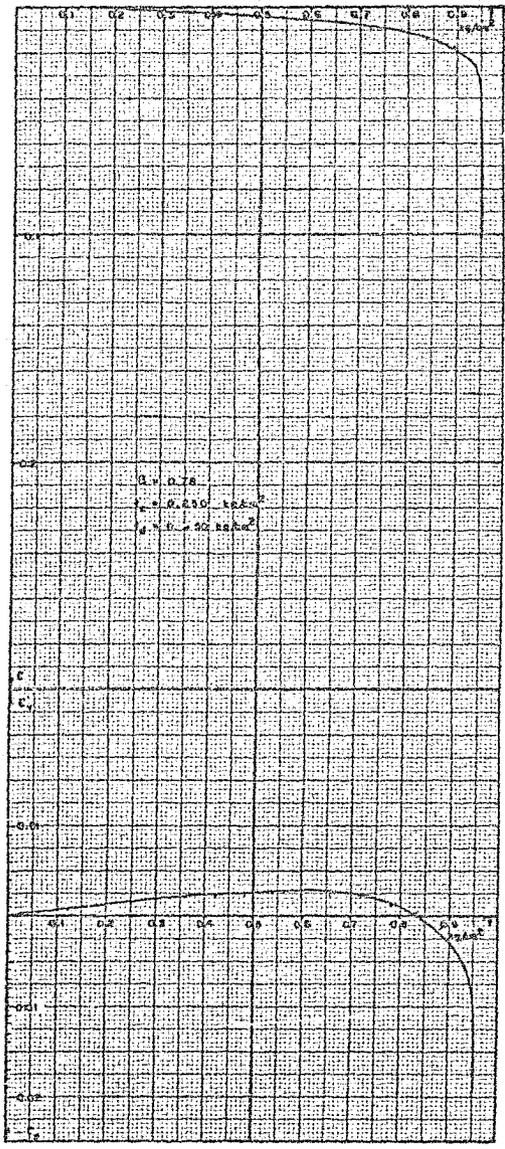
Arena en estado suelto :

$$\beta = 34.30^\circ$$

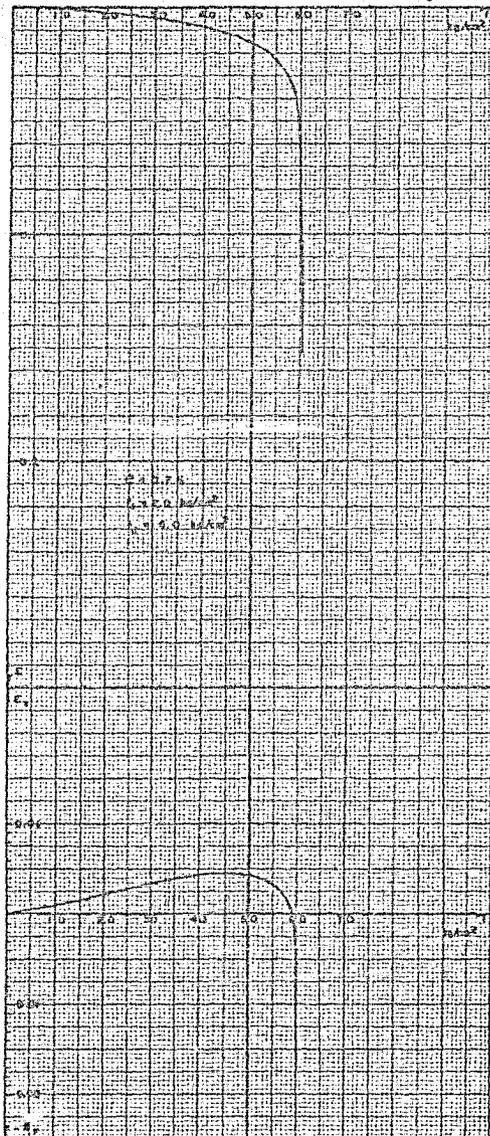
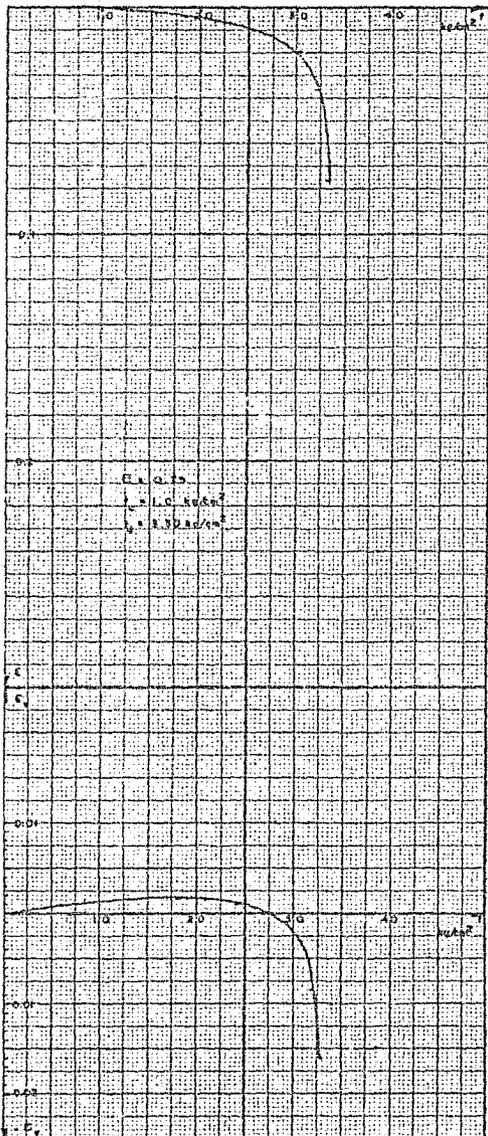
$$0 \leq Dr \leq 0.38$$

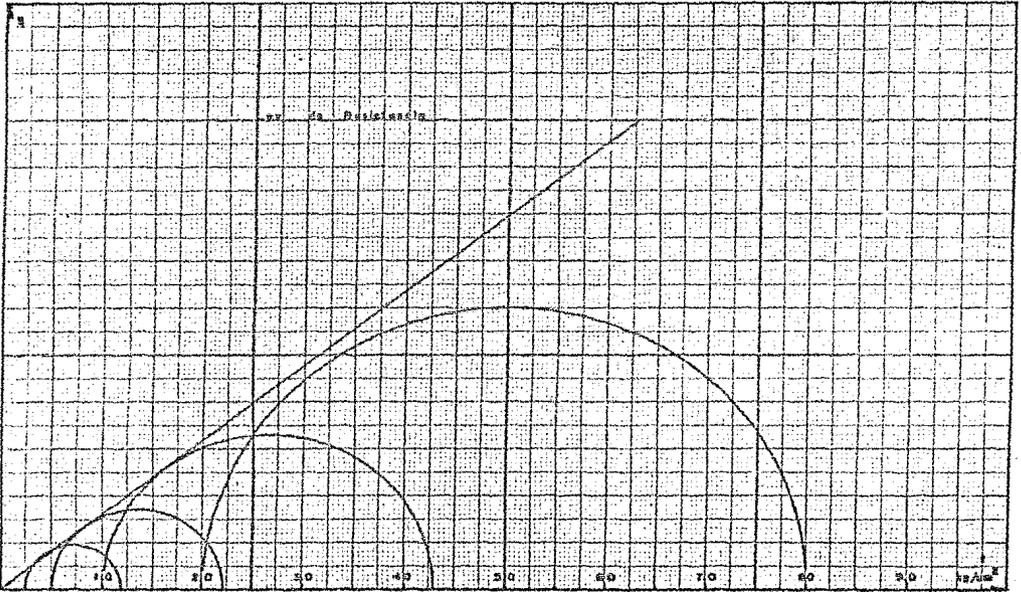
4.1.2 PRUEBAS TRIAXIALES PARA DETERMINAR
LA RESISTENCIA DE LA ARENA EN ESTA
DO MEDIANAMENTE COMPACTO.

Gráficas 4.6 y 4.7



Gráficas 4.8 y 4.9





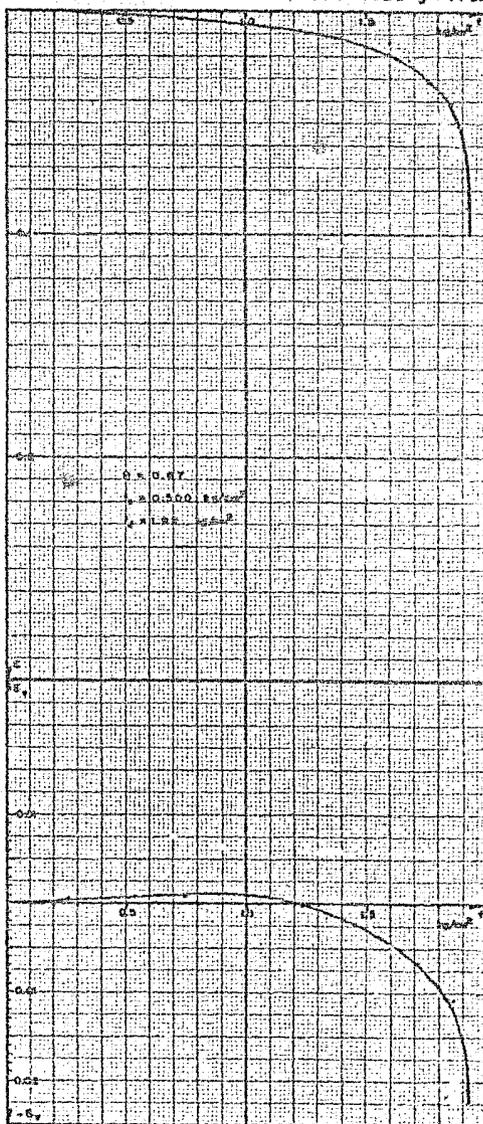
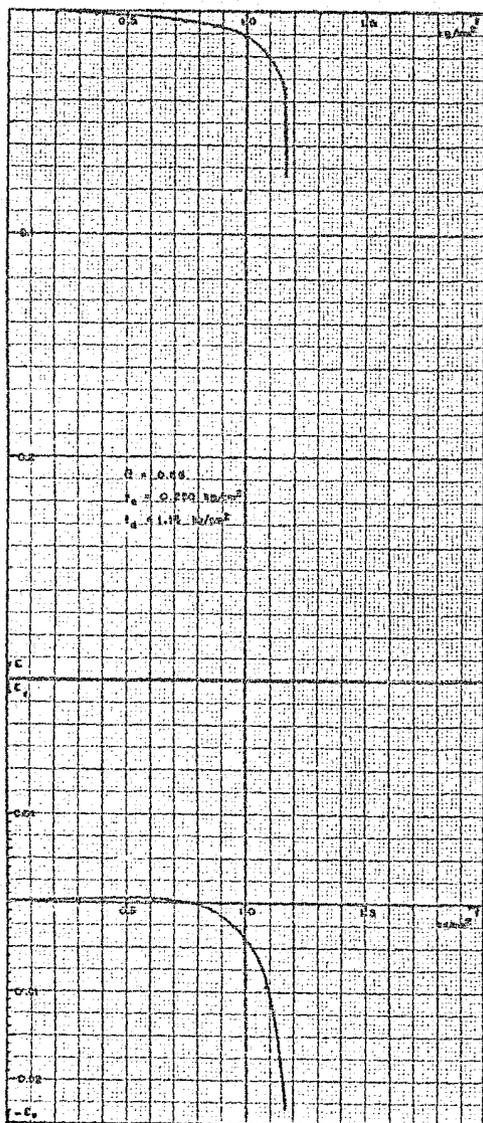
Arena en estado medio :

$$\phi = 38.7^\circ$$

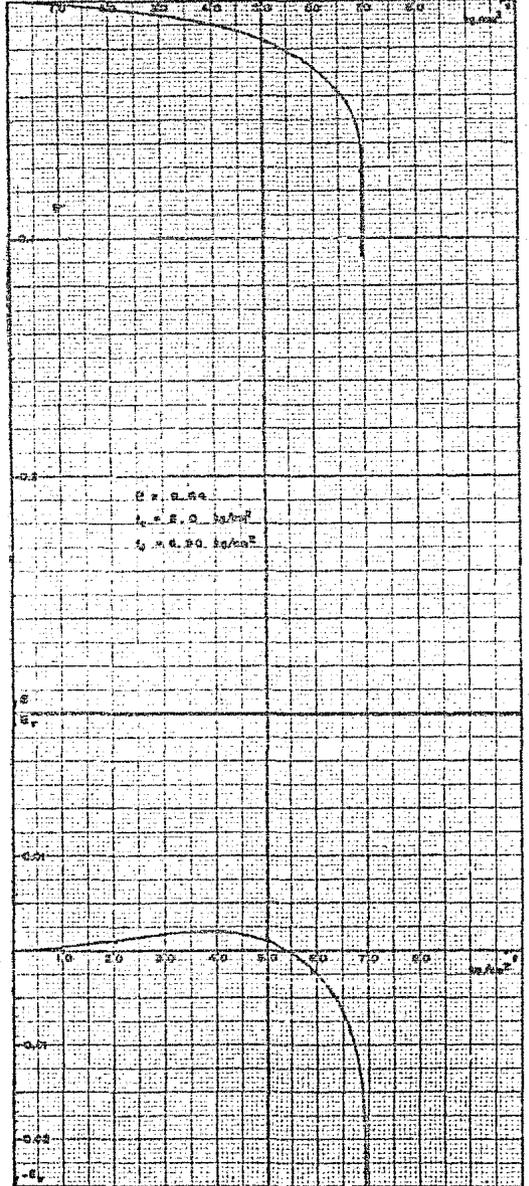
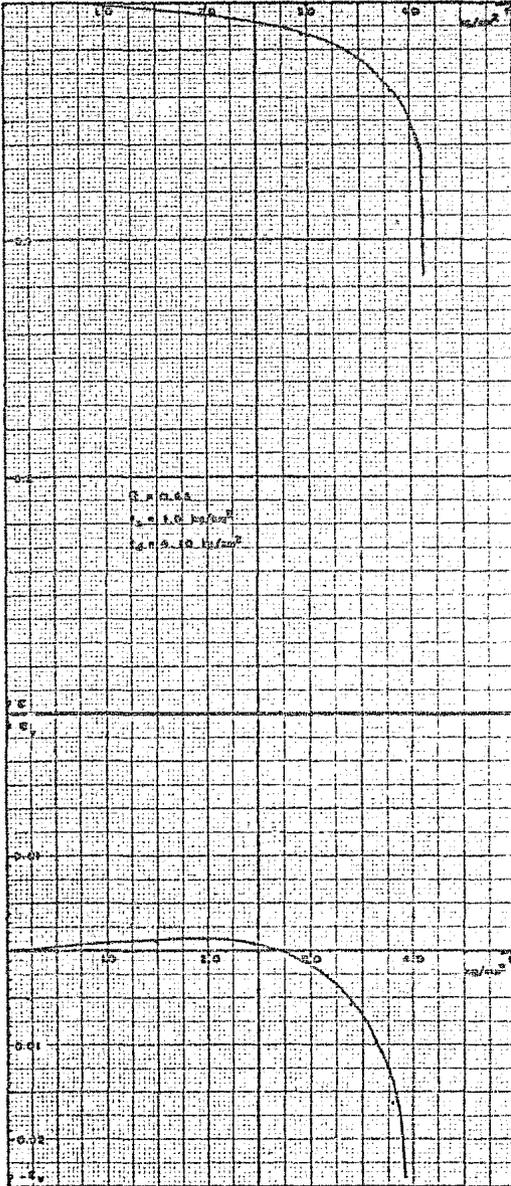
$$0.58 \leq D_r \leq 0.72$$

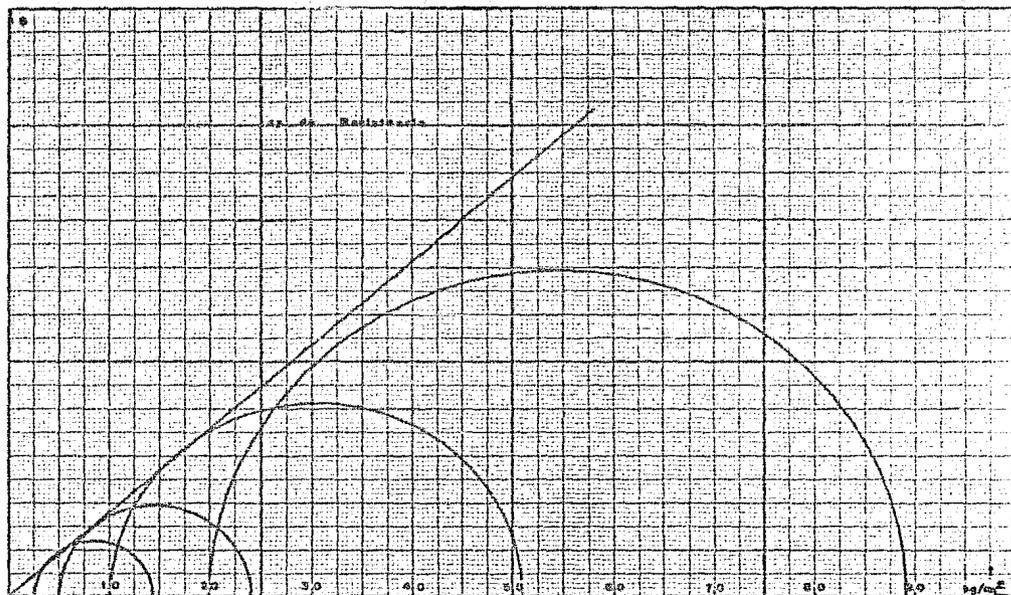
4.1.3 PRUEBAS TRIAXIALES PARA DETERMINAR
LA LEY DE RESISTENCIA DE LA ARENA
EN ESTADO COMPACTO.

Gráficas 4.11 y 4.12



Gráficas 4.13 y 4.14





Arena en estado compacto .

$$\beta = 41.20^\circ$$

$$0.91 \leq D_r \leq 1.0$$

4.2 RESULTADOS DE LAS PRUEBAS TRIAXIALES DE DEFORMACION (PTD)

Los resultados de las PTD se ilustran principalmente - en forma gráfica. Se incluyen curvas esfuerzo-deformación para los tres estados de compactación de las gráficas 4.16 a 4.27.

Se presentan también las curvas ($H_z - F_c$) para los --- tres estados de compactación, en sus valores elasto-plástico, -- plástico y elástico, de las gráficas 4.28 a 4.33 en escala aritmética y de la 4.34 a 4.36 en escala log - log.

La gráfica 4.37 muestra los valores de la "relación de Poisson".

En las gráficas 4.16 a 4.27 la escala de deformaciones unitarias se ha ampliado para poder tener una idea más clara del comportamiento mecánico de la arena tanto en un proceso de carga como de descarga.

En el tramo de carga es posible observar con mayor pre cisi ón que en las gráficas anteriores, la distinción de dos etapas de deformación ya comentadas: la etapa de compactación defi nida por el tramo lineal y el inicio de la etapa de desplazamientos loca les marcado por el quiebre al final del tramo recto. --- En este tramo las curvas tienen, en todos los casos, una conca vidad hacia abajo.

Estas pruebas siempre se llevaron hasta esfuerzos cercanos a la mitad del esfuerzo desviador de falla correspondiente a la presión de confinamiento usada y por lo que se ha mencionado, todo parece indicar que se suspendió el proceso de carga en plena etapa de desplazamientos locales; esto es muy importante

ramente elástico; es decir, se puede considerar que el suelo contiene un determinado número de elementos elásticos por unidad de volumen.

La parte no recuperable de la deformación representa la parte plástica del fenómeno y puede atribuirse a desplazamientos relativos importantes de los granos y en parte a la rotura de ellos, aunque esto último solo se considera de importancia para esfuerzos muy altos.

Así pues, mientras más alto sea el esfuerzo axial alcanzado, mayor será el efecto de los esfuerzos cortantes, provocando deslizamientos que se traducirán en deformaciones permanentes de la arena. (Ver figura 4.4)

Sin embargo, la separación entre los dos componentes de la deformación es más académica que real; solo para un nivel de carga pequeña (etapa de compactación) puede considerarse que el comportamiento es puramente elástico pues para niveles de esfuerzo más altos la combinación de las "unidades elásticas" con las "unidades plásticas" es evidente originando la concavidad de las curvas y la desproporción entre esfuerzos y deformaciones. (Ver figura 4.5)

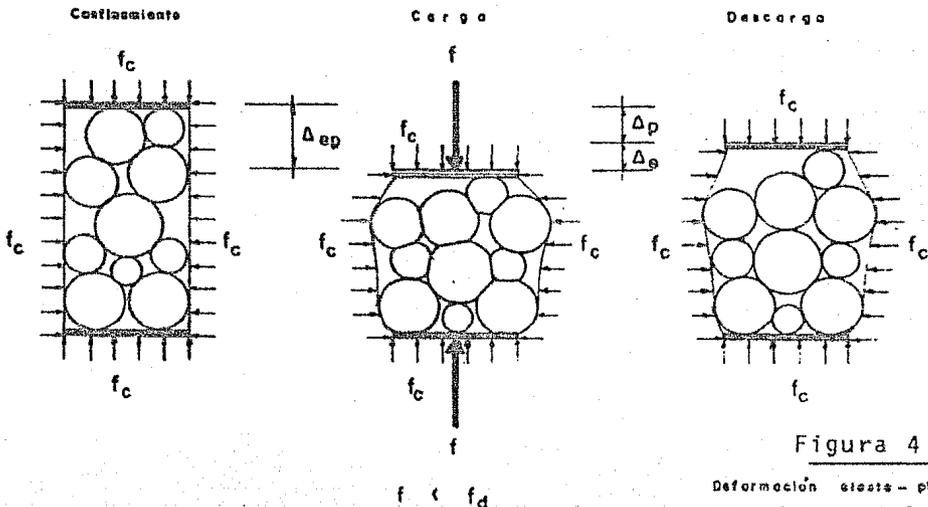
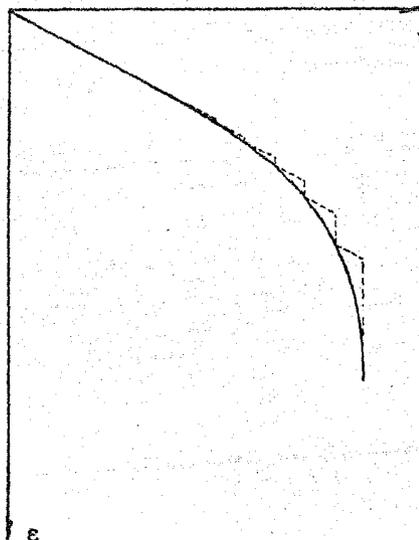


Figura 4.4

Deformación elasto-plástica de una probeta para esfuerzo deviatorador medio.

Figura 4.5

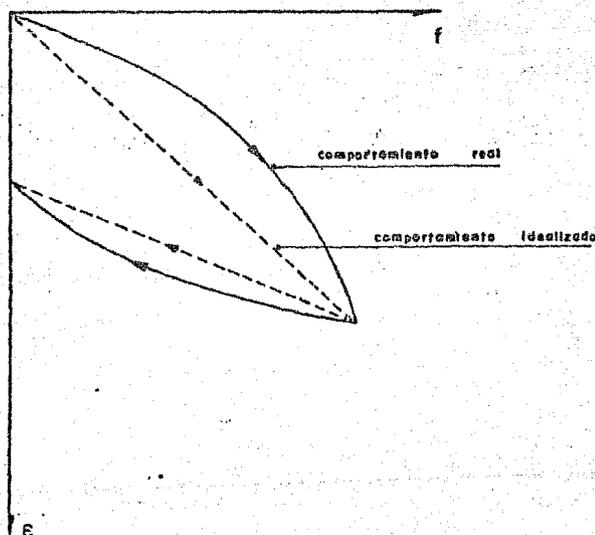
Combinación de las "unidades elásticas" con las "unidades plásticas" en un proceso de carga.



En estas gráficas se hace evidente la mayor limitación teórica del método del Dr. Zeevaert. Es claro que las curvas esfuerzo deformación unitaria tienen una marcada curvatura tanto en la rama de carga como en la de descarga y solo se puede hablar de proporcionalidad para valores muy bajos de esfuerzo en el proceso de carga. Sin embargo, el método utiliza los valores extremos obteniendo un módulo de deformación unitaria que solo sería válido si la relación entre esfuerzos y deformaciones se mantuviera constante hasta el último punto alcanzado por la gráfica. (Figura 4.6)

Figura 4.6

Idealización del comportamiento observado



A pesar de esta limitación, el método del Dr. Zeevaert es la única forma teórico experimental que resuelve el problema de predecir los asentamientos de un estrato de arena con suficiente precisión.

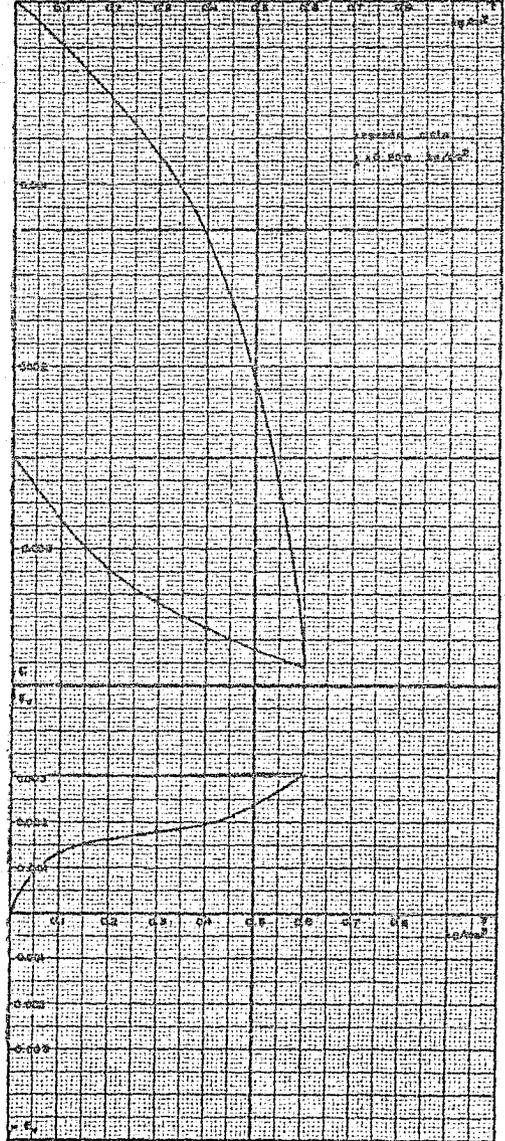
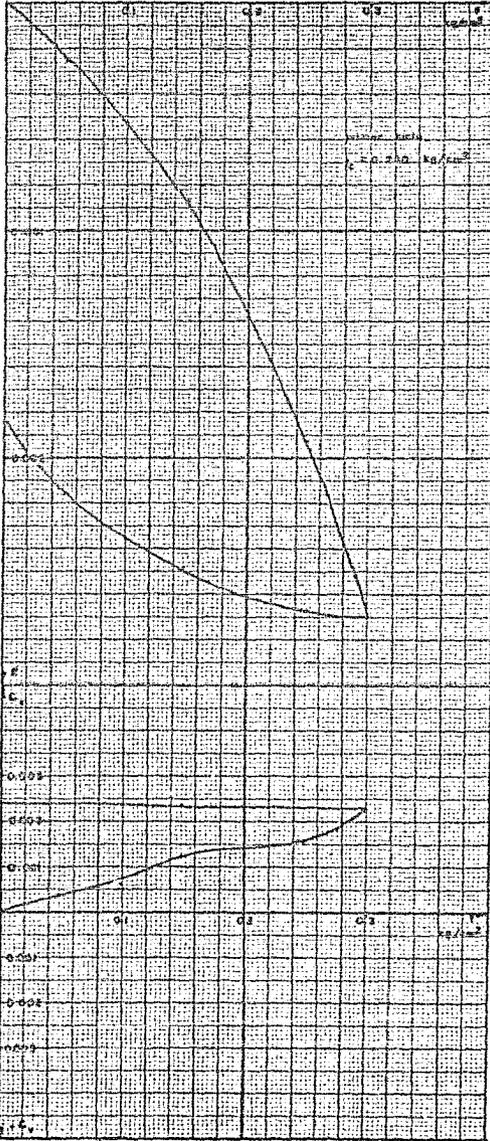
Por otro lado, las curvas esfuerzo-deformación volumétrica unitaria son muy semejantes tanto para la arena en estado suelto como para la arena en estado medio. La disminución de volumen es marcada aunque desde luego es más importante esta disminución en la arena suelta. Para el tramo de descarga el volumen permanece constante, es decir, la arena en estado suelto o medio no tiene capacidad para recuperar ni siquiera una parte del volumen perdido hasta el nivel de esfuerzos alcanzado. Por el contrario, los resultados de las pruebas realizadas en arena

compacta demuestran un comportamiento sumamente interesante. - Efectivamente sufren una disminución muy pequeña de volumen al someterlas a cargas, pero al descargarlas no solo recuperan el volumen perdido sino que en algunos casos literalmente se dilatan alcanzando un volumen mayor que el que tenían al iniciarse la prueba.

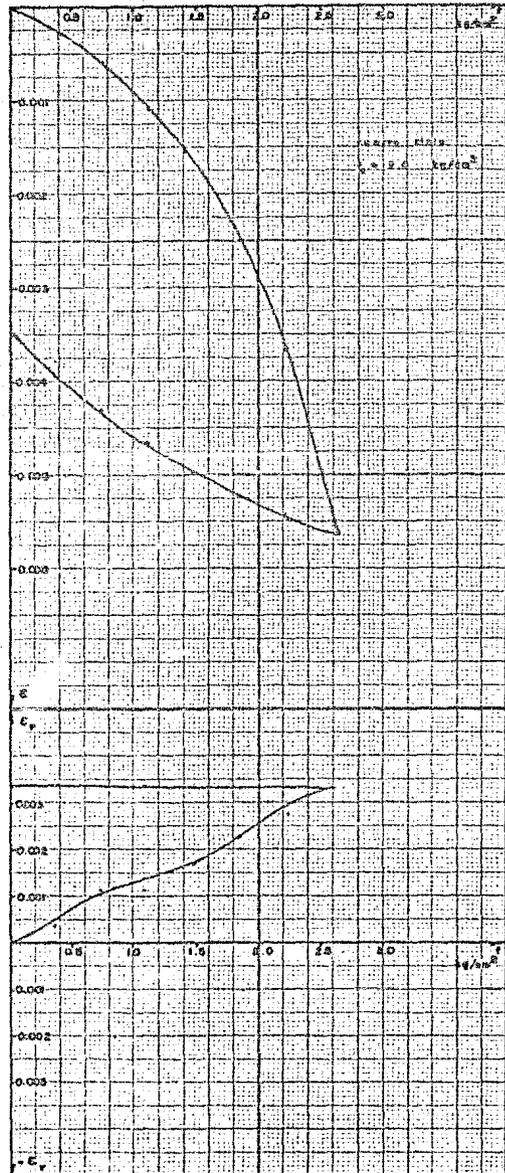
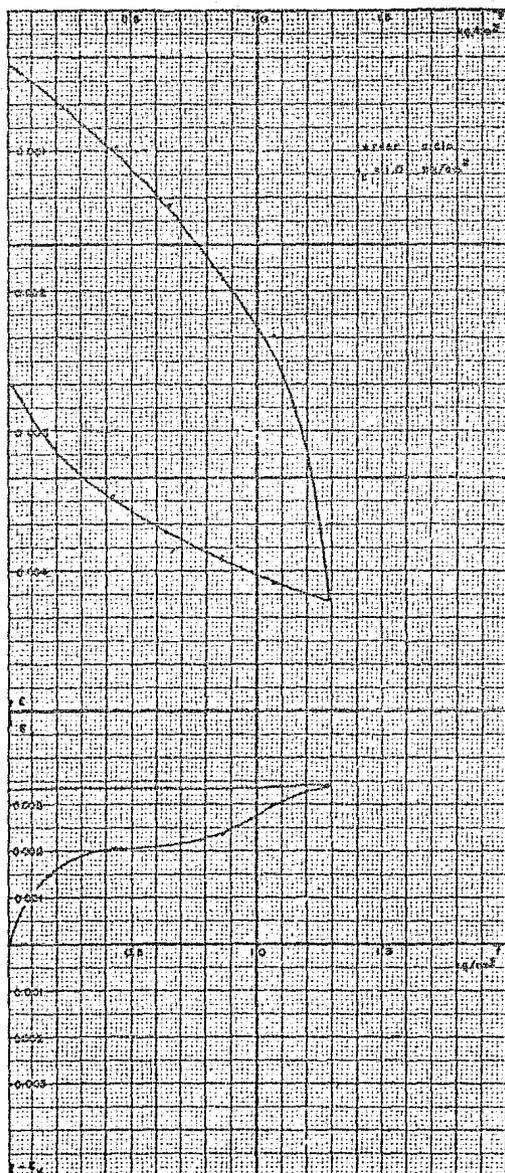
Algunas gráficas esfuerzo-deformación unitaria vertical (f, ϵ) no parten del origen sino que comienzan a partir de una deformación unitaria dada. Esto obedece a una corrección hecha a criterio sobre tales curvas al observar que su inicio se desprendía completamente de la forma que exhibían la generalidad de las curvas. Aparentemente, en tales casos el vástago de la cámara triaxial no quedó perfectamente asentado sobre el balín de la cabeza de manera que al colocar la primer carga sufría un pequeñísimo deslizamiento antes de apoyar la carga sobre la probeta.

4.2.1 PTD ESTADO SUELTO

Gráficas 4.16 y 4.17

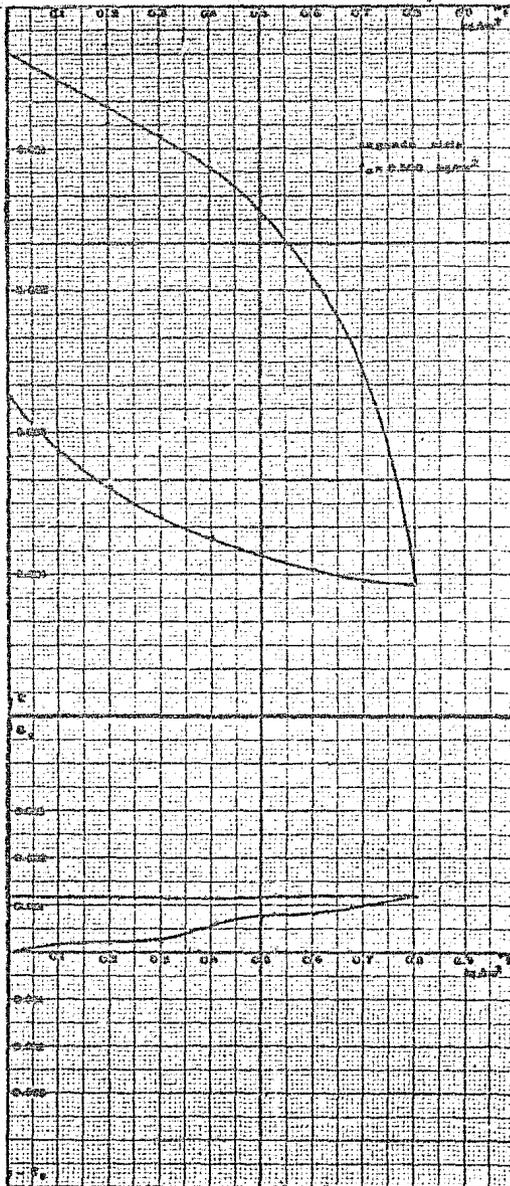
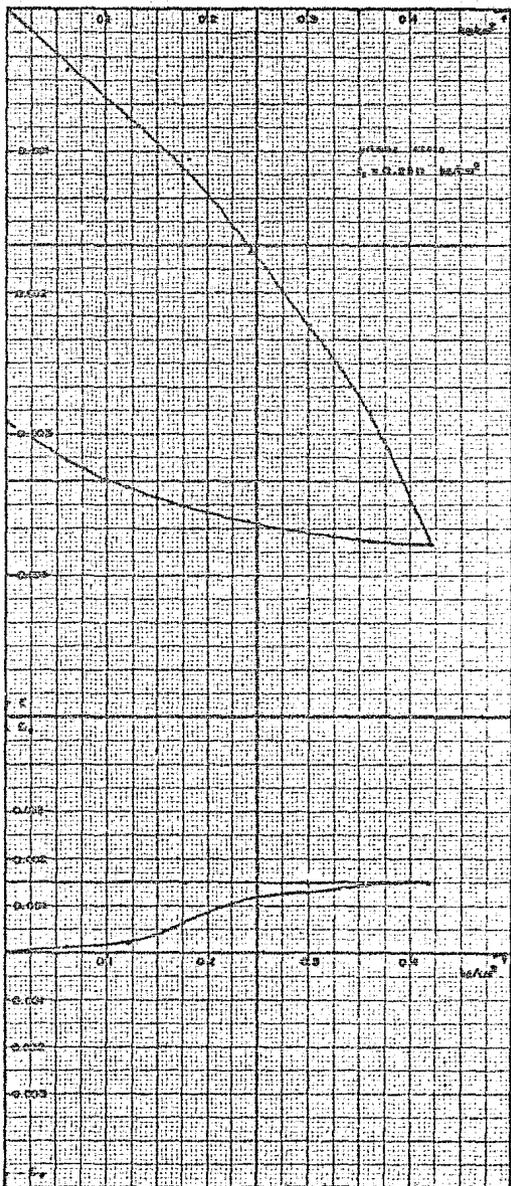


Gráficas 4.18 y 4.19

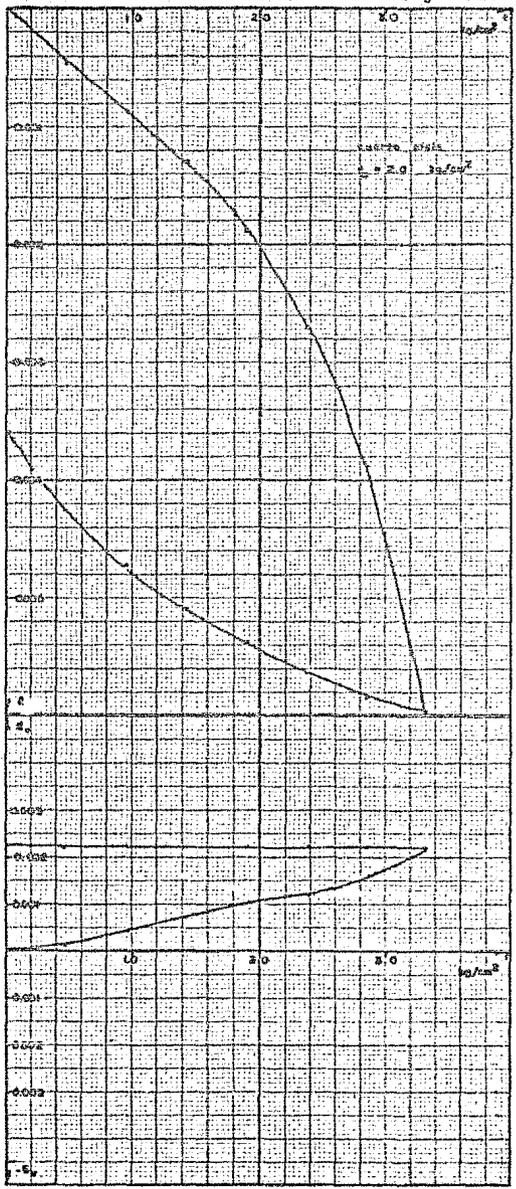
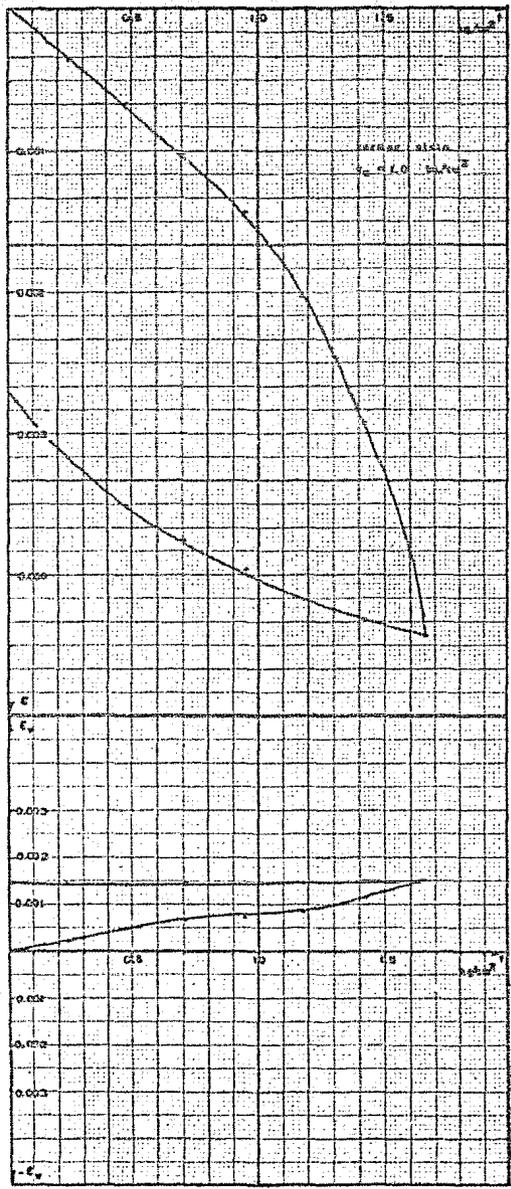


4.2.2 .PTD ESTADO MEDIANAMENTE COMPACTO

Gráficas 4.20 y 4.21

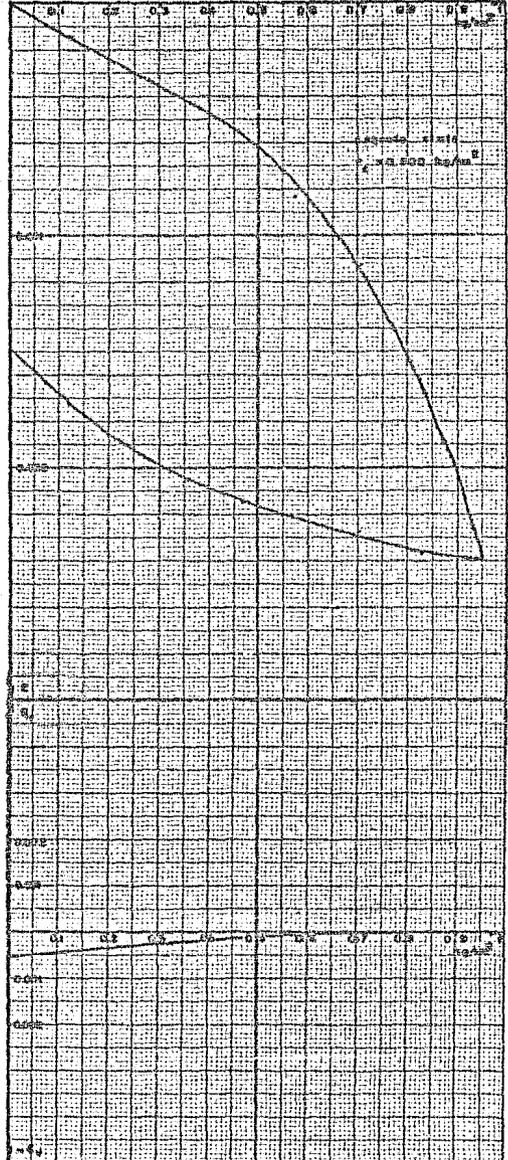
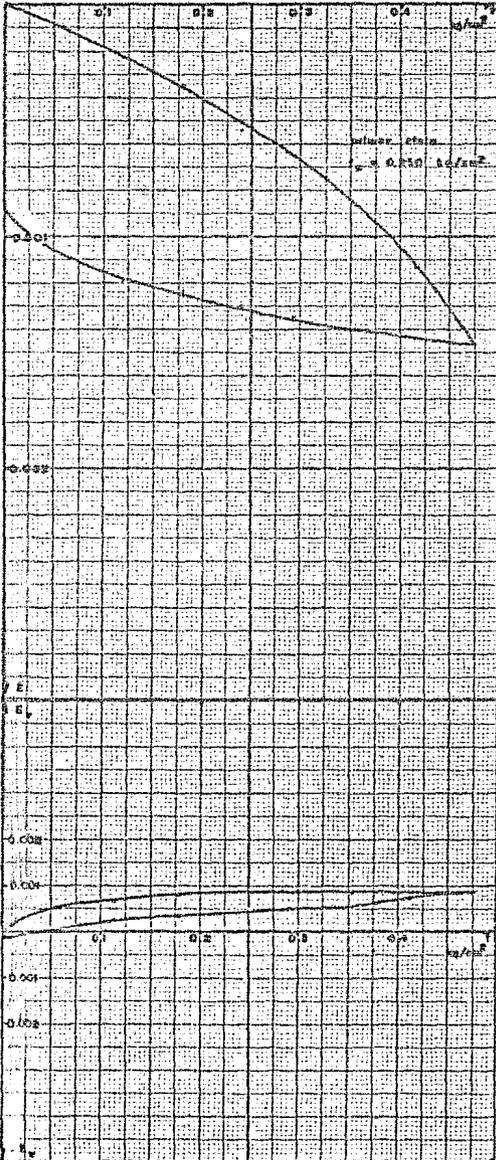


Gráficas 4.22 y 4.23

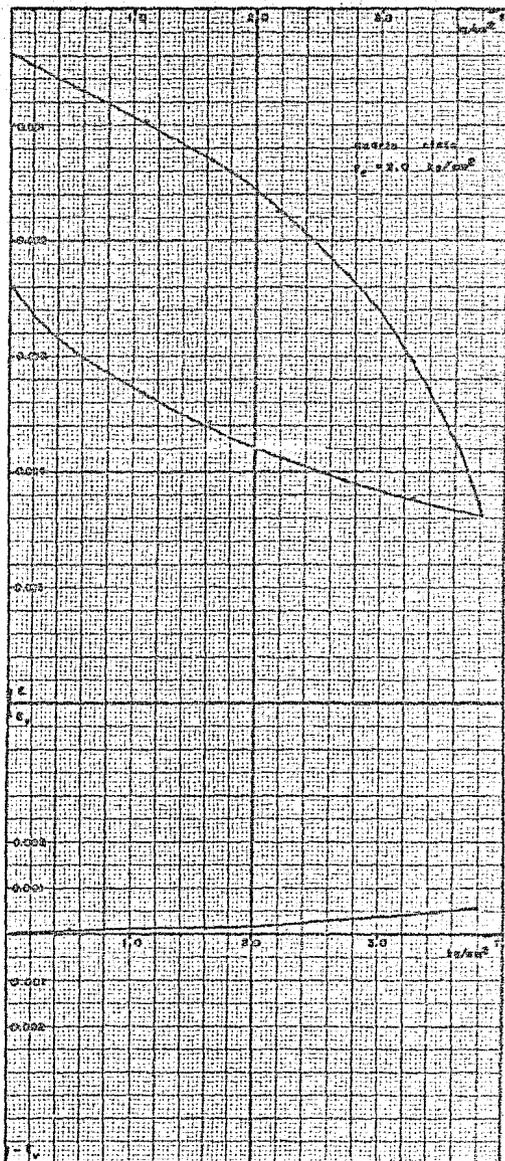
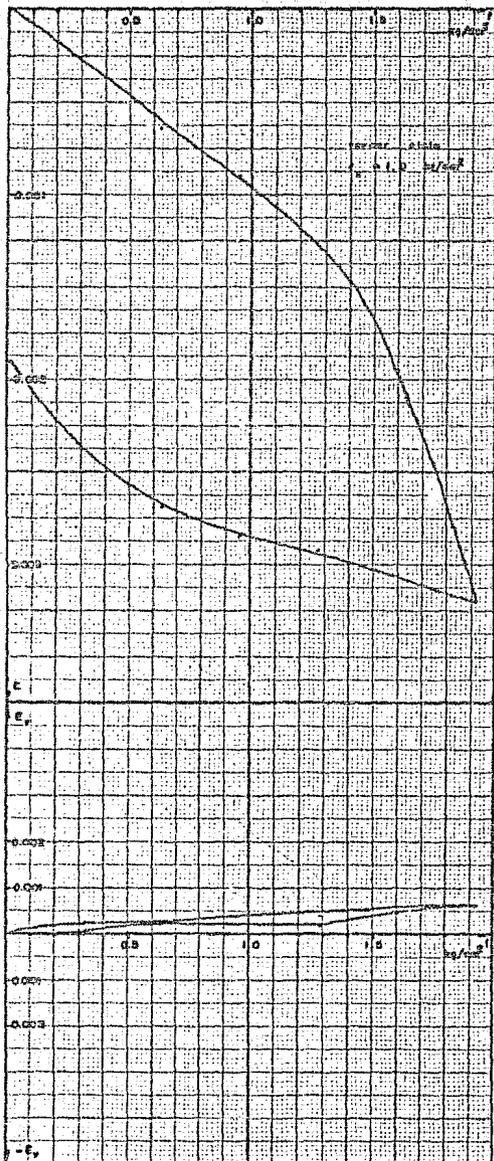


4.2.3 PTD ESTADO COMPACTO

Gráficas 4.24 y 4.25



Gráficas 4.26 y 4.27



De las pruebas triaxiales de deformación (PTD) obtenemos los módulos de deformación unitaria. En efecto, como se recordará : (Figura 4.7)

$M_{z_{ep}} = \frac{\epsilon_{ep}}{f}$ es el módulo de deformación unitaria vertical elastoplástico, o sea, tomando el total de la deformación obtenida hasta el esfuerzo desviador alcanzado.

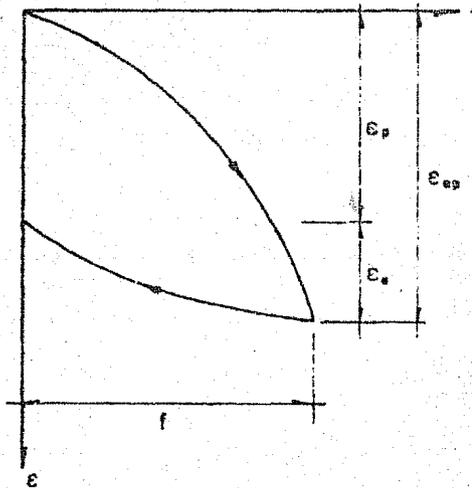


Figura 4.7

Obtención de los módulos

$M_{z_p} = \frac{\epsilon_p}{f}$ es el módulo de deformación unitaria vertical plástico. Es el que toma en cuenta la parte de la deformación que no es recuperable originada por el esfuerzo alcanzado.

$$M_{ze} = \frac{e_e}{f}$$

..... Es el módulo de deformación unitaria vertical elástico, tomando en cuenta para su cálculo la parte de la deformación que es posible recuperar al descargar por completo la arena.

4.2.4 MODULOS DE DEFORMACION UNITARIA VERTICALPARA LA ARENA EN ESTADO SUELTO.PRIMER CICLO : $f_c = 0.250 \text{ kg/cm}^2$

$$M_{z_{ep}} = 0.00888 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$M_{z_p} = 0.00611 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$M_{z_e} = 0.00277 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

SEGUNDO CICLO: $f_c = 0.500 \text{ kg/cm}^2$

$$M_{z_{ep}} = 0.00601 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$M_{z_p} = 0.00409 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$M_{z_e} = 0.00193 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

TERCER CICLO: $f_c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$; corrección de 0.0004 sobre ϵ

$$M_{z_{ep}} = 0.00298 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$M_{z_p} = 0.00178 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

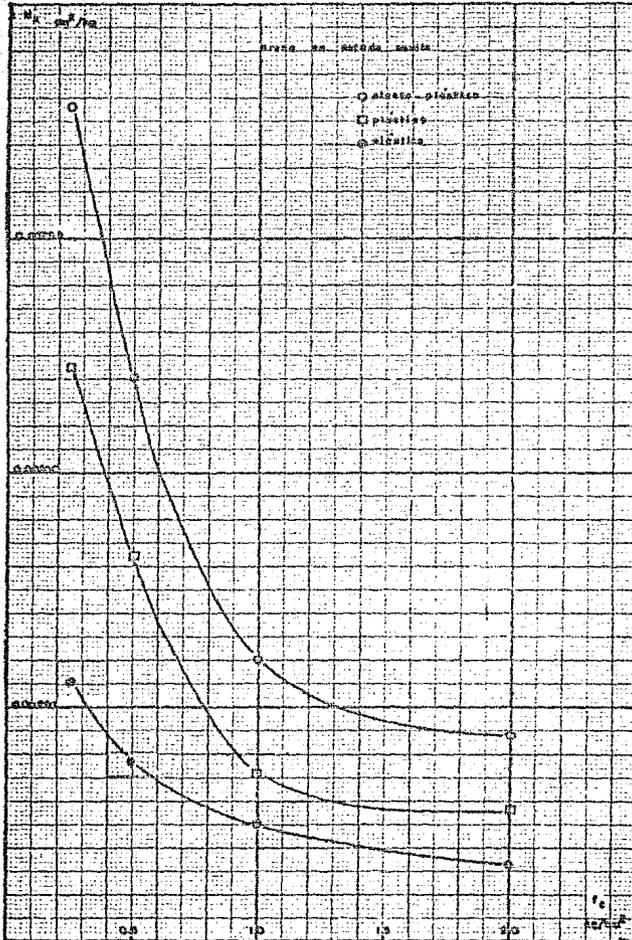
$$M_{z_e} = 0.00120 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

CUARTO CICLO: $f_c = 2.0 \text{ kg/cm}^2$

$$M_{z_{ep}} = 0.00219 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$M_{z_p} = 0.00138 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$M_{z_e} = 0.00081 \text{ cm}^2/\text{kg}$$



4.2.5 MODULOS DE DEFORMACION UNITARIA VERTICALPARA LA ARENA EN ESTADO MEDIO

PRIMER CICLO : $f_c = 0.250 \text{ kg/cm}^2$

$$M_{z_{ep}} = 0.00896 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$M_{z_p} = 0.00692 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$M_{z_e} = 0.00204 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

SEGUNDO CICLO: $f_c = 0.500 \text{ kg/cm}^2$; corrección de 0.0003 sobre e

$$M_{z_{ep}} = 0.00468 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$M_{z_p} = 0.00307 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$M_{z_e} = 0.00161 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

TERCER CICLO: $f_c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$

$$M_{z_{ep}} = 0.00268 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$M_{z_p} = 0.00164 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$M_{z_e} = 0.00103 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

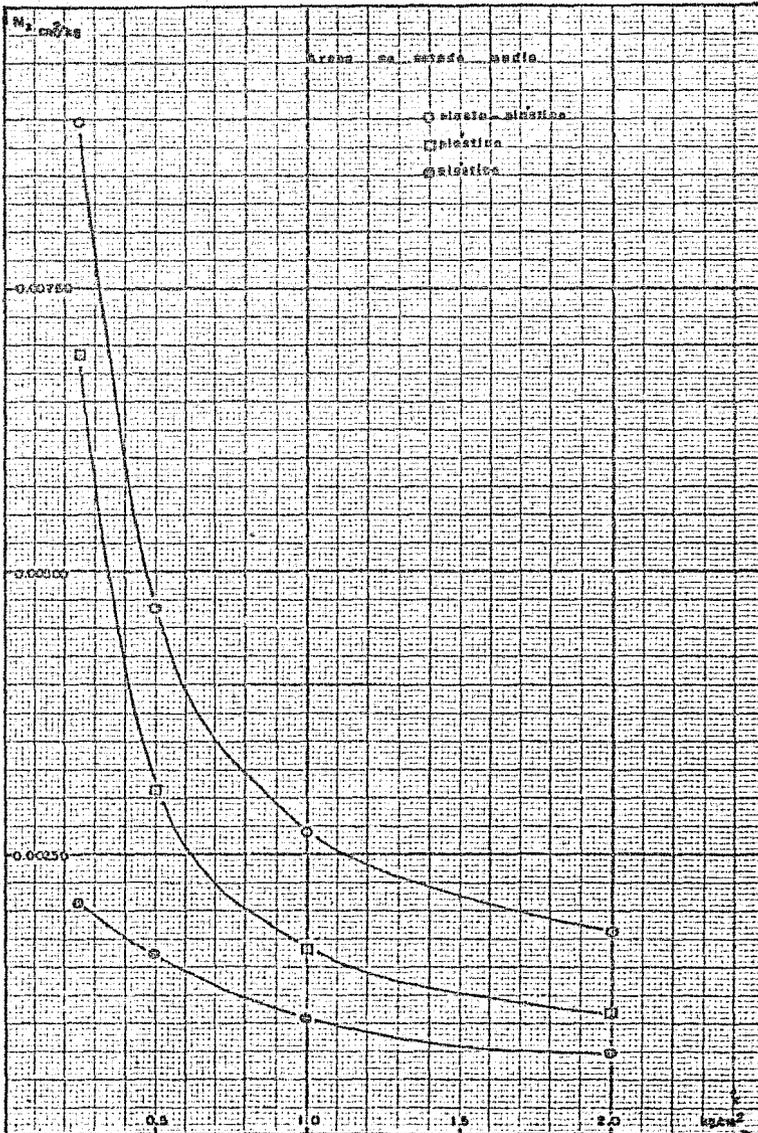
CUARTO CICLO: $f_c = 2.0 \text{ kg/cm}^2$

$$M_{z_{ep}} = 0.00181 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$M_{z_p} = 0.00108 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$M_{z_e} = 0.00073 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

Gráfica 4.29



4.2.6 MODULOS DE DEFORMACION UNITARIA VERTICALPARA LA ARENA EN ESTADO COMPACTO.

PRIMER CICLO: $f_c = 0.250 \text{ kg/cm}^2$

$$M_{z_{ep}} = 0.00308 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$M_{z_p} = 0.00190 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$M_{z_e} = 0.00118 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

SEGUNDO CICLO: $f_c = 0.500 \text{ kg/cm}^2$

$$M_{z_{ep}} = 0.00251 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$M_{z_p} = 0.00160 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$M_{z_e} = 0.00092 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

TERCER CICLO: $f_c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$

$$M_{z_{ep}} = 0.00166 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$M_{z_p} = 0.00099 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$M_{z_e} = 0.00067 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

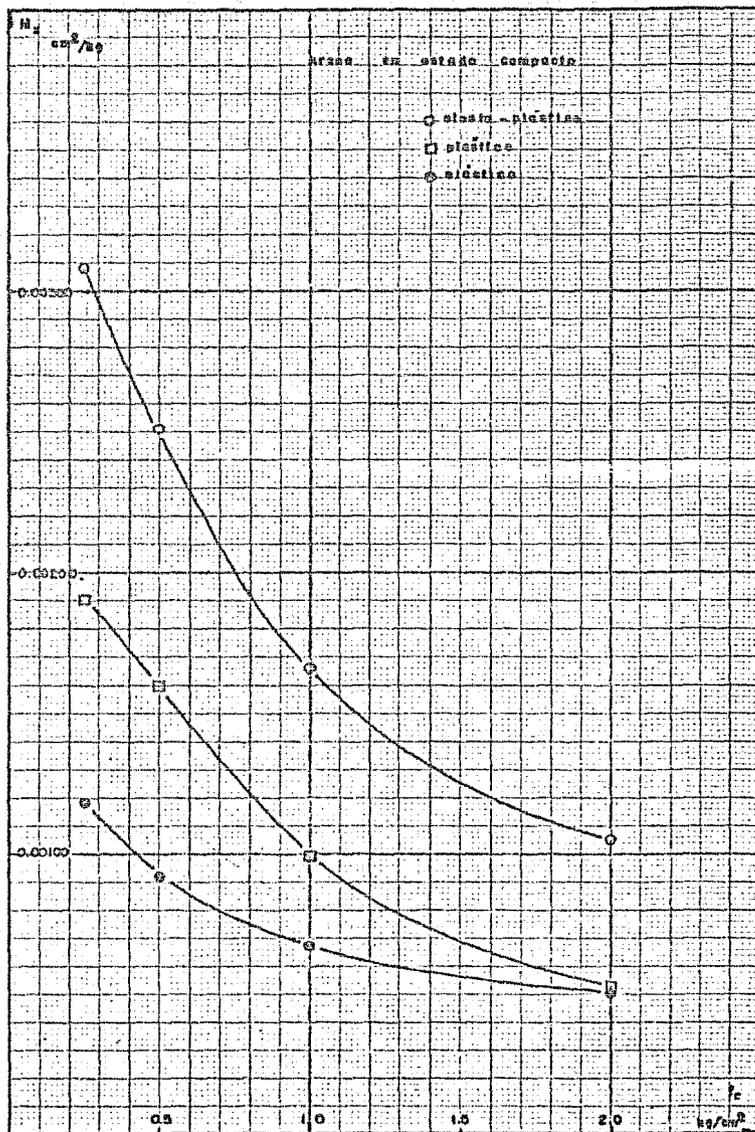
CUARTO CICLO: $f_c = 2.0 \text{ kg/cm}^2$; corrección de 0.00036 sobre e

$$M_{z_{ep}} = 0.00105 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

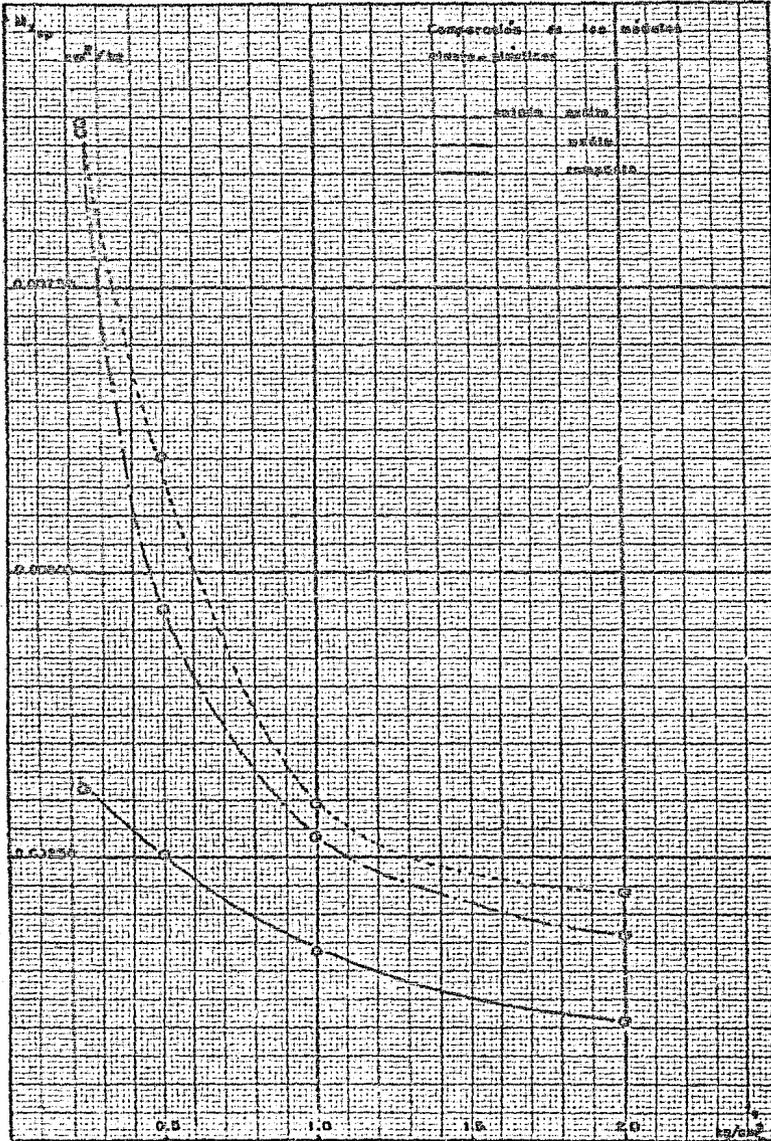
$$M_{z_p} = 0.00053 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$M_{z_e} = 0.00052 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

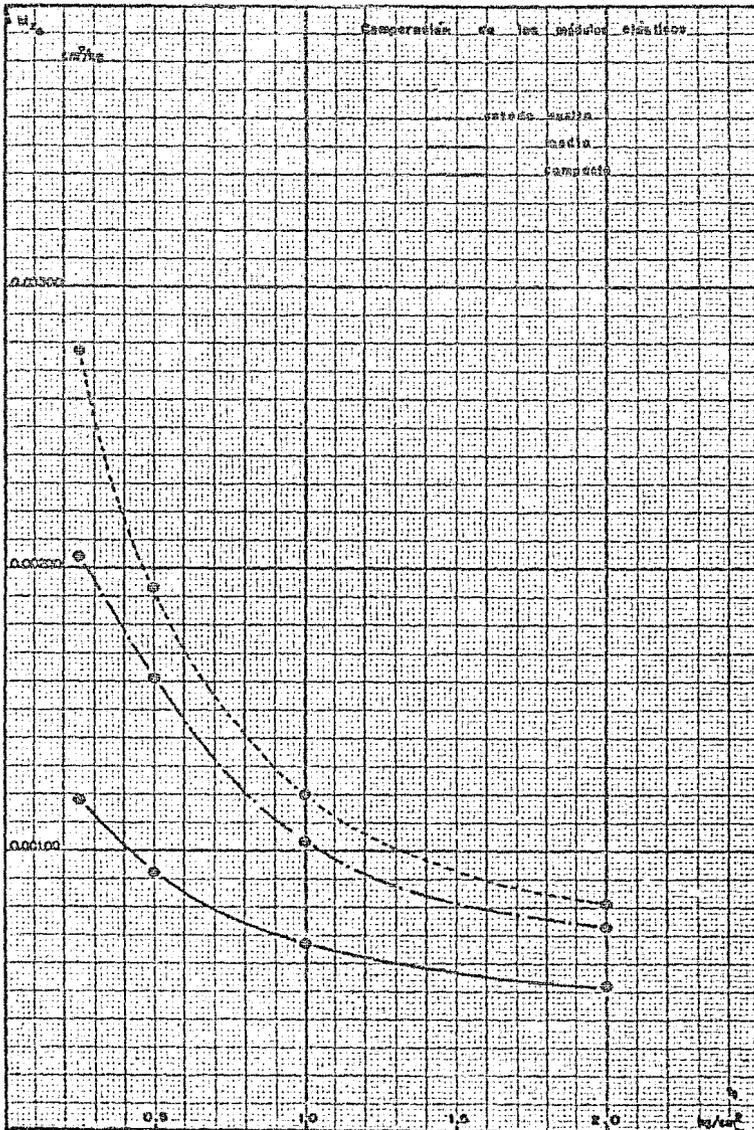
Gráfica 4.30



Gráfica 4.31



Gráfica 4,33



De las curvas obtenidas al graficar los valores de -- los módulos de deformación contra la presión de confinamiento - podemos concluir que efectivamente los factores condicionantes del comportamiento mecánico de las arenas son :

La presión de confinamiento

La compacidad de la arena

Las gráficas realizadas demuestran que los módulos -- de deformación unitaria vertical descienden drásticamente al au^umentar el confinamiento, en otras palabras, la rigidez de la -- arena aumenta considerablemente. Este hecho, por sí solo, --- invalida cualquier método para calcular asentamientos en arenas que considere un módulo de deformación unitaria invariable para un estrato de profundidad media o mayor. Así mismo demuestra -- la importancia de considerar la diferencia que habrá en el asen^utamiento de una zapata calculado en algún punto extremo con el asentamiento calculado en el punto central.

Cómo se ha visto, a medida que el valor del esfuerzo de confinamiento aumenta el valor del módulo decrece de tal ma^unera que cuando el valor de f_c tiende a cero el valor de M_z --- tiende a infinito que corresponde perfectamente al caso de un - material granular sin cohesión como arenas y limos no cohesi---vos.

Analicemos ahora un poco la recuperación de las defor^umaciones. Si se hablara del comportamiento elástico de la arena tal y como se entiende para un material elástico ideal aparen^utemente el módulo elástico no debería de mostrar una dependencia del esfuerzo de confinamiento. En efecto, si se piensa que las deformaciones "elásticas" o recuperables de la arena se deben - exclusivamente a la deformación individual de los granos el va^ulor del módulo elástico debería ser único para cualquier confi^unamiento. Sin embargo esto no ocurre según lo demuestran las -

gráficas presentadas. Se desprende que hay otro origen de ---- deformaciones que es recuperable y que sí depende del valor del confinamiento (recuérdense los comentarios respecto a la figura 4.3).

El Dr. Zeevaert acostumbra graficar los valores de M_z con f_c en escala doble-logarítmica para tratar de ajustarlas a líneas rectas, en cuyo caso la función quedaría representada por:

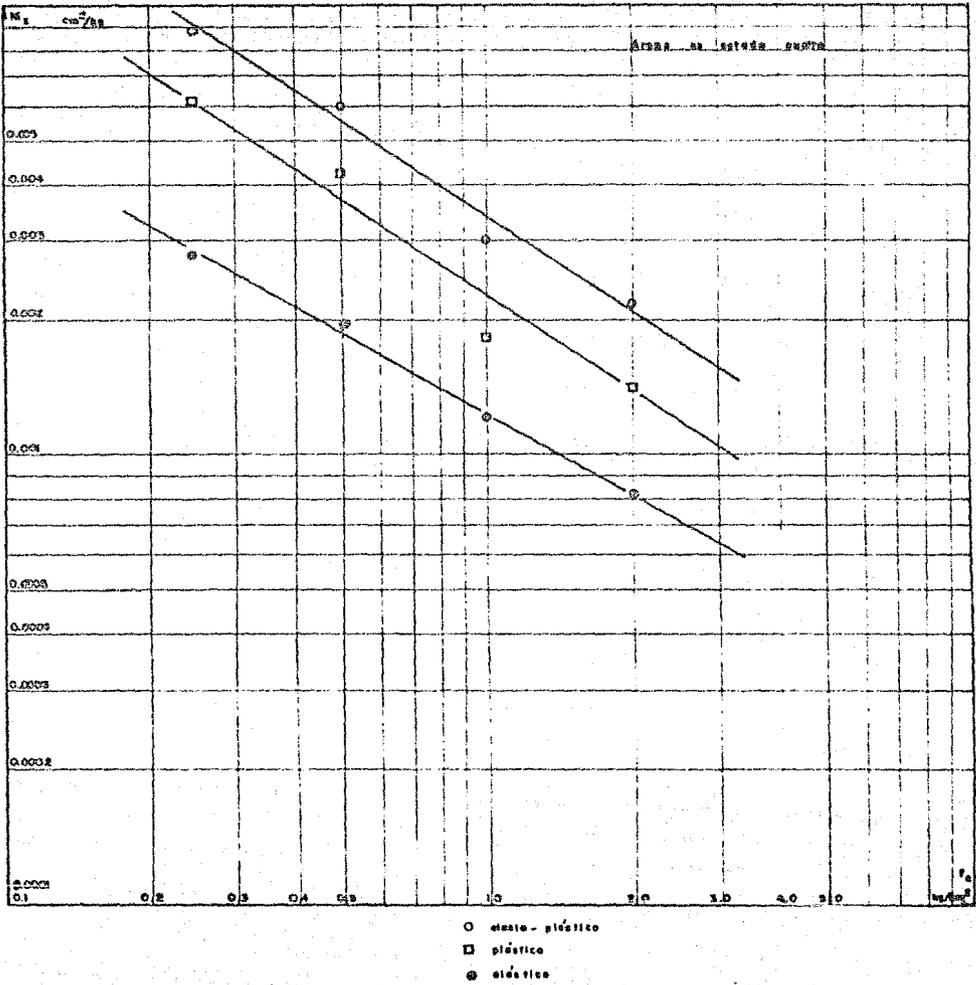
$$M_z = C f_c^{-n}$$

Por lo menos para la arena empleada en esta prueba, -- los valores graficados en escala doble-logarítmica resultan bastante alejados de una línea recta para el caso de los módulos -- elastoplástico y plástico. Para el caso del módulo elástico -- el ajuste es bastante convincente para cualquier estado de compacidad, como puede observarse en las gráficas siguientes.

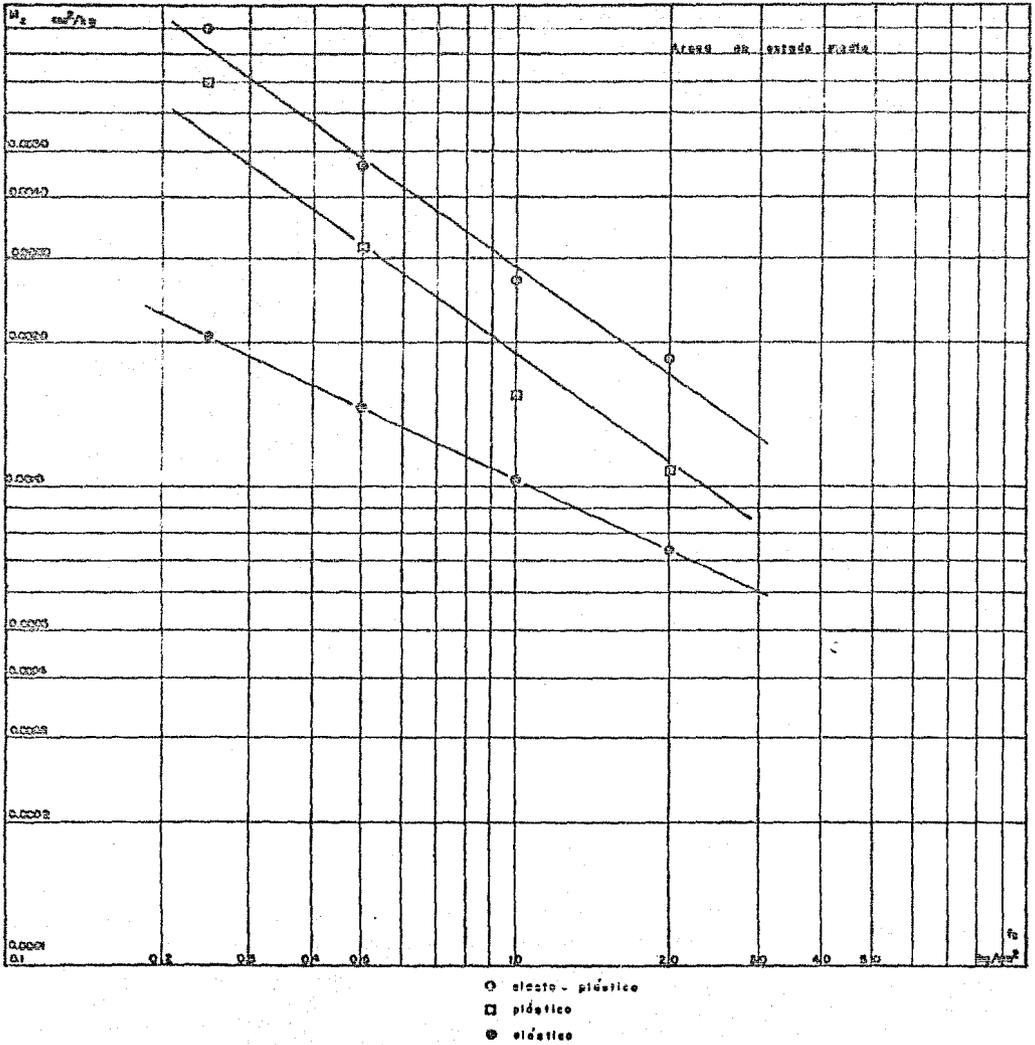
De las pruebas triaxiales de deformación PTD también podemos obtener el valor de lo que se pudiera considerar como -- la relación de Poisson de la arena (ν). Para la explicación -- de su obtención se ha elaborado el Anexo 4.A y los resultados -- se han representado en la Gráfica 4.37.

Parece ser que el valor de ν es función de la presión de confinamiento únicamente en el estado suelto de la arena, en el que se puede observar claramente que su valor aumenta a medida que lo hace el confinamiento. Este es un comportamiento -- interesante pues si recordamos el rango de variación de ν que -- es de :

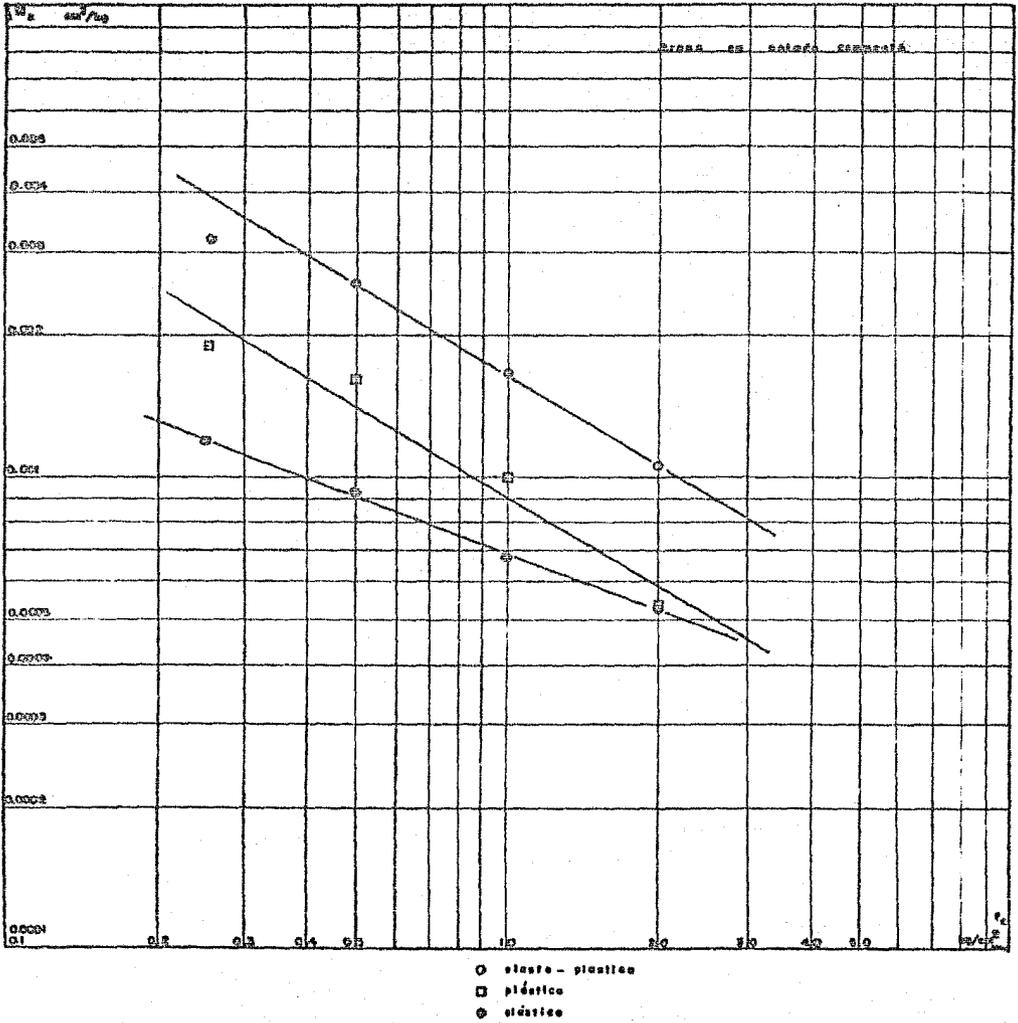
Gráfica 4.34



Gráfica 4.35



Gráfica 4.36



$\nu = 0$ para materiales que absorben toda la deformación por cambio de volumen

$\nu = 0.5$ para materiales incompresibles

podemos pensar que el valor de ν aumenta con el confinamiento debido a que existe un mayor contacto y número de contactos entre los granos a medida que el confinamiento aumenta consiguiendo - con ello que la deformación axial repercuta más en la deformación lateral. Cuando el confinamiento es muy bajo y la arena - está muy suelta, existen gran cantidad de vacíos de manera que la deformación axial solo provoca cambio de volumen. Pareciera como si el efecto del confinamiento en la arena suelta fuera el de conseguir que trabajen una mayor cantidad de partículas dentro de la masa del suelo, aún conservando su estructura suelta.

Cuando la estructuración de la arena es mejor, es decir, en un estado medio o compacto, el efecto que el confinamiento ejerce sobre ν parece disminuir notablemente lo cual es - razonable si consideramos que existe una mayor relación entre las partículas, relación que el confinamiento ya no puede superar.

Es muy notorio observar que ν aumenta de acuerdo a la estructura de la arena teniéndose:

$0.075 \leq \nu \leq 0.21$ Para arena suelta.

La deformación axial hace trabajar muy poco en sentido lateral a las partículas provocando casi únicamente deformación volumétrica.

$\nu \approx 0.32$ Para arena media

La estructuración provoca que la deformación axial ya no solo sea -

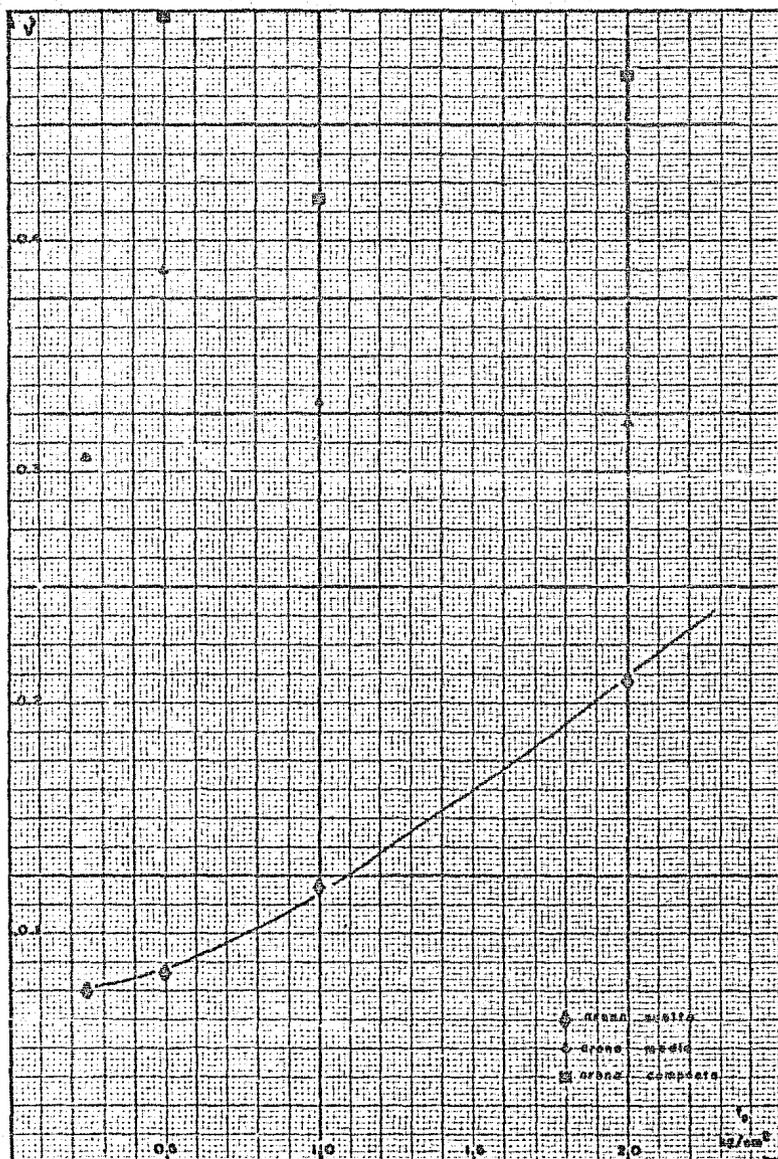
absorbida por cambio de volumen --
sino que se presenta ya un impor--
tante trabajo o desplazamiento la-
teral.

$\nu \approx 0.45$

Para arena compacta.

La estructura es tan fuerte que --
casi se acerca a un sólido incom--
presible en el que casi toda la de-
formación axial se disipa la teral-
mente a volumen prácticamente cons-
tante.

Gráfica 4.37



ANEXO 4:A

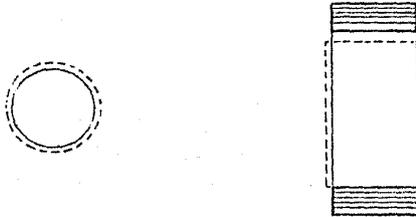
Obtención de la relación de Poisson a partir de los
datos recogidos de las pruebas triaxiales de deformación (PTD)

La relación de Poisson se define como:

$$\nu = - \frac{\epsilon_y}{\epsilon_z} = - \frac{\epsilon_x}{\epsilon_z} = \frac{\text{deformación lateral}}{\text{deformación axial}}$$

de las PTD se sabe el valor de la deformación axial hasta el nivel de esfuerzos alcanzado, es decir, ϵ_z , para cada presión ---- de confinamiento f_c . El valor de la deformación lateral no puede determinarse de un modo directo, sin embargo, puede obtenerse indirectamente si se considera cierta la siguiente hipótesis:

" la deformación lateral sufrida por la probeta debido -- a la carga axial es uniforme en cualquier dirección y - a lo largo de toda la probeta " o sea:



(La última parte de la hipótesis pudiera parecer un tanto alejada de la realidad pues podría pensarse que la - restricción a la deformación lateral impuesta por los - cabezales provocaría una distorsión en forma de "ba---rril" en la probeta, sin embargo, para el nivel de es--

ANEXO 4:A

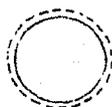
Obtención de la relación de Poisson a partir de los datos recogidos de las pruebas triaxiales de deformación (PTD)

La relación de Poisson se define como:

$$\nu = - \frac{\epsilon_y}{\epsilon_z} = - \frac{\epsilon_x}{\epsilon_z} = \frac{\text{deformación lateral}}{\text{deformación axial}}$$

de las PTD se sabe el valor de la deformación axial hasta el nivel de esfuerzos alcanzado, es decir, ϵ_z , para cada presión ---- de confinamiento f_c . El valor de la deformación lateral no puede determinarse de un modo directo, sin embargo, puede obtenerse indirectamente si se considera cierta la siguiente hipótesis:

" la deformación lateral sufrida por la probeta debido -- a la carga axial es uniforme en cualquier dirección y - a lo largo de toda la probeta " o sea:



(La última parte de la hipótesis pudiera parecer un tanto alejada de la realidad pues podría pensarse que la - restricción a la deformación lateral impuesta por los - cabezales provocaría una distorsión en forma de "ba---- rril" en la probeta, sin embargo, para el nivel de es--

fuerzos alcanzado en las PTD las deformaciones son tan pequeñas que este efecto bien puede despreciarse, pues solo es notorio a niveles de esfuerzo muy altos ya cerca de la falla).

Siendo así, en cualquier instante, el área de la sección transversal de la probeta estaría dada por:

$$A_c = \frac{V_c}{L_c}$$

$$V_c = V^o - \Delta V$$

$$L_c = L^o - \Delta L$$

en donde:

A_c = Área corregida o área en ese instante.

V_c = Volumen corregido o volumen en ese instante.

L_c = Longitud corregida o longitud en ese instante.

V^o = Volumen inicial de la probeta después de aplicado el confinamiento.

ΔV = Cambio en el volumen de la probeta debido a la --- aplicación de la carga axial, medido por medio de la bureta.

L^o = Longitud inicial de la probeta después de aplicado el confinamiento.

ΔL = Cambio en la longitud de la probeta debido a la -- aplicación de la carga axial, registrado por el -- extensómetro.

del área corregida podemos obtener el radio corregido :

$$A_c = \pi R_c^2 \quad \therefore$$

$$R_c = \sqrt{\frac{A_c}{\pi}}$$

de la misma manera, del área inicial podemos conocer el radio -- inicial:

$$R'o = \sqrt{\frac{A'o}{\pi}}$$

de tal manera que la deformación unitaria lateral puede obtenerse como :

$$\epsilon_x = \epsilon_y = \epsilon_r = \frac{\Delta R}{R'o} = \frac{R'o - R_c}{R'o}$$

$$\epsilon_x = \epsilon_y = \epsilon_r = \frac{\sqrt{\frac{A'o}{\pi}} - \sqrt{\frac{A_c}{\pi}}}{\sqrt{\frac{A'o}{\pi}}}$$

$$\epsilon_x = \epsilon_y = \epsilon_r = \frac{\sqrt{A'o} - \sqrt{A_c}}{\sqrt{A'o}}$$

finalmente

$$\nu = - \frac{\sqrt{A'o} - \sqrt{A_c}}{\sqrt{A'o} \cdot \epsilon_z}$$

todos estos valores, $A'o$, A_c y ϵ_z pueden obtenerse de las PTD.

· Cálculo de ν para la PTD en estado suelto:

Para $f_c = 0.250 \text{ Kg/cm}^2$

$$\nu = - \frac{\sqrt{9.913} - \sqrt{9.917}}{0.00269 \sqrt{9.913}} = 0.075$$

Para $f_c = 0.500 \text{ Kg/cm}^2$

$$\bar{\nu} = -\frac{\sqrt{9.883} - \sqrt{9.889}}{0.00365 \sqrt{9.883}} = 0.083$$

Para $f_c = 1.00 \text{ Kg/cm}^2$

$$\bar{\nu} = -\frac{\sqrt{9.833} - \sqrt{9.942}}{0.00382 \sqrt{9.833}} = 0.120$$

Para $f_c = 2.00 \text{ Kg/cm}^2$

$$\bar{\nu} = -\frac{\sqrt{9.763} - \sqrt{9.786}}{0.00564 \sqrt{9.763}} = 0.209$$

. Cálculo de $\bar{\nu}$ para la PTD en estado medio :

Para $f_c = 0.250 \text{ Kg/cm}^2$

$$\bar{\nu} = -\frac{\sqrt{9.921} - \sqrt{9.944}}{0.00378 \sqrt{9.921}} = 0.306$$

Para $f_c = 0.500 \text{ Kg/cm}^2$

$$\bar{\nu} = -\frac{\sqrt{9.912} - \sqrt{9.941}}{0.00377 \sqrt{9.912}} = 0.306$$

Para $f_c = 0.100 \text{ Kg/cm}^2$

$$\bar{\nu} = -\frac{\sqrt{9.905} - \sqrt{9.934}}{0.00443 \sqrt{9.905}} = 0.330$$

Para $f_c = 2.00 \text{ Kg/cm}^2$

$$\bar{\nu} = -\frac{\sqrt{9.879} - \sqrt{9.917}}{0.00602 \sqrt{9.879}} = 0.319$$

Cálculo de γ para la PTD en estado compacto:

Para $f_c = 0.250 \text{ Kg/cm}^2$

$$\gamma = \frac{-\sqrt{10.128} - \sqrt{10.134}}{0.00146 \sqrt{10.128}} = 0.203$$

Para $f_c = 0.500 \text{ Kg/cm}^2$

$$\gamma = \frac{-\sqrt{10.121} - \sqrt{10.145}}{0.00238 \sqrt{10.121}} = 0.498$$

Para $f_c = 1.00 \text{ Kg/cm}^2$

$$\gamma = \frac{-\sqrt{10.114} - \sqrt{10.141}}{0.00319 \sqrt{10.114}} = 0.418$$

Para $f_c = 2.00 \text{ Kg/cm}^2$

$$\gamma = \frac{-\sqrt{10.103} - \sqrt{10.141}}{0.00400 \sqrt{10.103}} = 0.470$$

T E M A 5

A P L I C A C I O N E S

En este capítulo se tratará de dar una explicación de la aplicación del método del Dr. Zeevaert para calcular asentamientos en arenas (Capítulos 2 y 4). Se hace hincapié en que el método está desarrollado para el caso de cimentaciones flexibles.

Como se recordará, en el capítulo anterior se mencionó la importancia de considerar la diferencia que habrá en el asentamiento de una zapata calculado en algún punto extremo con el calculado en el punto central; para explicar esta última afirmación, se tratará de dar algunas ideas fundamentales sobre cómo afecta la rigidez de las áreas cargadas a la distribución de asentamientos y presiones en el suelo subyacente, para ello se analizarán los casos límites de áreas cargadas totalmente flexibles o áreas cargadas infinitamente rígidas.

Consideremos en primer lugar el caso de un área uniformemente cargada y totalmente flexible (Ver figura 5.1). Debido a su flexibilidad, las presiones que el área cargada pasa al suelo serán idénticas a la presión uniforme sobre el área. Por otra parte, el asentamiento no será uniforme. Para un medio en el cual la rigidez aumente con el confinamiento, el asentamiento será menor en el centro del área cargada, en donde la distribución de presiones es mayor en todas direcciones semejando un aumento en el esfuerzo de confinamiento.

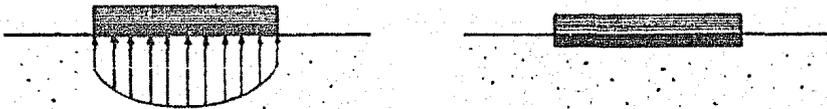
* Juárez B. Rico R., siempre y cuando el incremento de la rigidez sea mucho mayor que el incremento de esfuerzos verticales



Acentamiento de un área flexible en arena

Figura 5.1

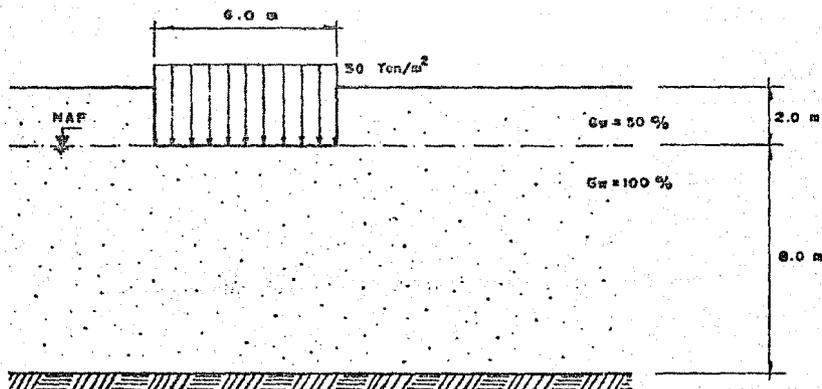
Consideremos ahora que la carga se transmite al suelo a través de una placa infinitamente rígida. En este caso es obvio que, por su rigidez, la placa se asentará uniformemente, por lo que la presión de contacto entre la placa y medio no podrá ser uniforme. Comparando este caso con el anterior es fácil ver que en un medio en el que la rigidez aumente con el confinamiento conduce a una distribución en la que la presión es máxima en el centro del área cargada y mínima en los extremos. (Ver Figura 5.2).



Acentamiento de un área rígida en arena

Figura 5.2

La explicación del método del Dr. Zeevaert la haremos mediante la utilización de un ejemplo sencillo de aplicación, el cual presentamos a continuación: Supongamos una superficie cuadrada de 6m x 6m que transmite una carga uniforme de 30 ton/m² sobre un estrato de arena media. El conjunto puede considerarse totalmente flexible. (Ver Figura 5.3).

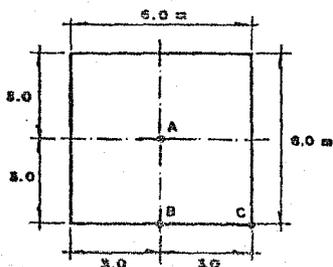


Problema propuesto

Figura 5.3

El desplante de la cimentación se hará a 2m de profundidad justo antes del nivel de aguas freáticas (NAF) como se indica en la misma figura.

Se desea conocer los desplazamientos verticales que experimenta el suelo después de la excavación y después de colocar la carga sobre la cimentación. Para ello se analizarán los puntos A, B y C de la cimentación mostrados en la Figura 5.4



Distribución de los puntos estudiados

Figura 5.4

Los parámetros representativos del estrato de arena son:

$$\begin{aligned}\phi &= 39^\circ \\ e &= 0.76 \\ S_s &= 2.65\end{aligned}$$

Hasta dos metros de profundidad se tiene:

$$\begin{aligned}G_w &= 50\% \therefore \gamma_{m_1} = 1.72 \text{ Ton/m}^3 \\ \gamma'_{m_1} &= (1.72-1)\text{Ton/m}^3\end{aligned}$$

De los dos metros a los diez metros de profundidad se --- tiene:

$$\begin{aligned}G_w &= 100\% \therefore \gamma_{m_2} = 1.94 \text{ Ton/m}^3 \\ \gamma'_{m_2} &= (1.94-1)\text{Ton/m}^3\end{aligned}$$

Se tomaron muestras del estrato de arena y se realizaron pruebas triaxiales de deformación (PTD) sobre ellas. Los re--- sultados son los que se muestran en el capítulo cuatro para la arena en estado medio de compactación.

Mediante la aplicación de la fórmula

$$s = \bar{M}_z \cdot \Delta f_z \cdot h \quad \dots\dots (5.1)$$

en donde:

$$\bar{M}_z = \left[1 - \nu \frac{Mh}{Mz} \frac{\Delta f_x + \Delta f_y}{\Delta f_z} \right] M_z \quad \dots\dots (5.2)$$

ν = Relación de Poisson promedio
 $\Delta f_x, \Delta f_y, \Delta f_z$ = Variación en los esfuerzos efec---
 tivos en el punto medio del ---
 estrato, correspondientes al ---

estado final de carga y/o des--
carga. (La forma de calcular--
los se explica en el Anexo 5-A)

M_h = Módulo promedio de deformación
unitaria horizontal.

M_z = Módulo promedio de deformación
unitaria vertical.

h = espesor del estrato

se obtiene el desplazamiento vertical de un estrato. Debido a que en esta fórmula se usan valores promedio de deformación la aplicación de éstas es más confiable mientras más pequeño sea el espesor h del estrato. Esto nos lleva a idealizar dentro de un estrato de espesor h considerable, una subestratificación para así obtener esa precisión deseada.

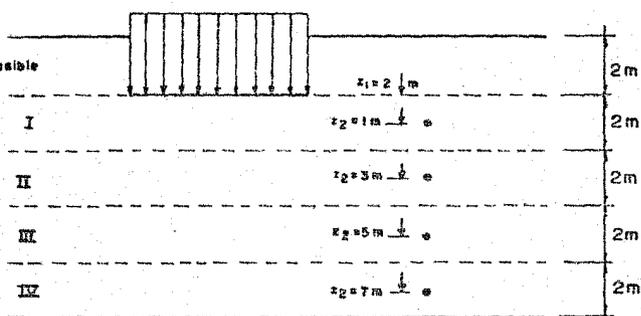
De manera que si se tiene el caso de un suelo estratificado o idealizadamente estratificado el desplazamiento vertical total será la suma de los desplazamientos de todos los estratos compresibles o sea:

$$s_r = \sum \bar{M}_{z_i} \cdot \Delta f_{z_i} \cdot h_i \dots (5.3)$$

Para el ejemplo planteado el espesor compresible es de 8m. Se dividirá en 4 subestratos de 2m cada uno como se muestra: (Ver figura 5.5.)

Figura 5.5

Subdivisión del estrato compresible

Solución

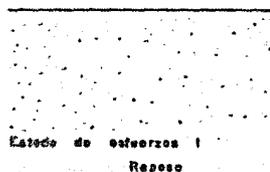
Durante todo el proceso de carga en el suelo se desarrollan 3 diferentes etapas que corresponden a 3 diferentes estados de esfuerzo:

La primera etapa se refiere al suelo antes de efectuar la excavación para la colocación de la cimentación. Esta etapa corresponde al estado de reposo del suelo. (Ver figura 5.6)

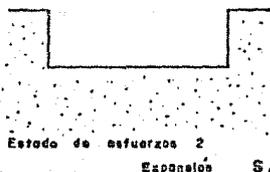
La segunda etapa comprende desde el momento en que se inicia la excavación hasta antes de la colocación de la sobrecarga. En esta etapa se producirá la expansión del suelo por efecto de la descarga efectuada.

La tercera etapa se inicia al momento de la colocación de la sobrecarga y provocará el asentamiento del suelo.

1a. Etapa: reposo



2a. Etapa: excavación terminada



3a. Etapa: carga colocada

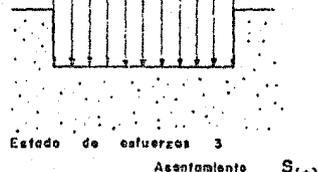


Figura 5.6

Etapas del proceso de carga

El asentamiento al final del proceso será :

$$s_f = s_{(1)} + s_{(2)} \dots (5.4)$$

(Como la permeabilidad de la arena es muy grande los esfuerzos con los que se trabajara en todo momento serán "esfuerzos efectivos".)

Estado de esfuerzos 1:

Se calculará el estado de esfuerzos en el punto medio de cada subestrato bajo cada uno de los puntos A, B y C de la cimentación (Ver figuras 5.4 y 5.5)

$$\text{Para ello: } f_z = \gamma_{m1} Z_1 + \gamma_{m2} Z_2 = (1.72 \text{ Ton/m}^3)(2\text{m}) + (1.94 - 1)Z_2 = 3.44 + 0.94Z_2$$

$$f_x = f_y = K_o f_z \dots \text{ se tomará } K_o = 0.5$$

$$f_c = \frac{f_x + f_y + f_z}{3}$$

I	PUNTO ESTRATO	A , B y C			
		f_{z_i}	f_{x_i}	f_{y_i}	f_{c_i}
1	I	4.56	2.19	2.19	2.92
3	II	6.26	3.13	3.13	4.17
5	III	8.14	4.07	4.07	5.43
7	IV	10.02	5.01	5.01	6.68

Tabla 1. Estado de esfuerzos en el suelo (Ton/m²) en la primer etapa.

Estado de esfuerzos 2:

Se calculará la variación en los esfuerzos debido a la --
descarga considerando a la excavación como una sobrecarga nega-
tiva, colocada a partir de los 2m de profundidad.

$$w (-) = \gamma m_1 \times Z_1 = 1.72 \times 2 = 3.44 \text{ Ton/m}^2$$

El procedimiento seguido para el cálculo de los esfuer-
zos se detalla en el Anexo 5.A.

Δ_{1-2}	PUNTO ESTRATO	A				B				C			
		$\Delta f_{z_{1-2}}$	$\Delta f_{x_{1-2}}$	$\Delta f_{y_{1-2}}$	$\Delta f_{c_{1-2}}$	$\Delta f_{z_{1-2}}$	$\Delta f_{x_{1-2}}$	$\Delta f_{y_{1-2}}$	$\Delta f_{c_{1-2}}$	$\Delta f_{z_{1-2}}$	$\Delta f_{x_{1-2}}$	$\Delta f_{y_{1-2}}$	$\Delta f_{c_{1-2}}$
1	I	3.56	1.57	1.57	2.17	1.63	0.89	0.93	1.17	0.86	0.54	0.54	0.63
3	II	2.41	0.31	0.31	1.01	1.38	0.20	0.41	0.66	0.80	0.27	0.27	0.45
5	III	1.47	0.04	0.04	0.52	0.96	0.03	0.16	0.39	0.67	0.12	0.12	0.30
7	IV	0.92	0	0	0.31	0.70	0	0	0.23	0.53	0.05	0.05	0.21

TABLA 2. Variación en los esfuerzos debido a la
descarga (Ton/m^2)

(Los valores de la tabla 2 tienen signo negativo)

El estado de esfuerzo 2 será la suma algebraica de los --
esfuerzos en la etapa 1, más la variación de los esfuerzos con-
signada en la tabla 2.

Z	PUNTO ESTRATO	A				B				C			
		f_{x_2}	f_{y_2}	f_{z_2}	f_{c_2}	f_{x_2}	f_{y_2}	f_{z_2}	f_{c_2}	f_{x_2}	f_{y_2}	f_{z_2}	f_{c_2}
1	I	1.02	0.68	0.52	0.75	2.68	1.30	1.26	1.75	3.52	1.85	1.65	2.27
3	II	3.88	2.02	2.82	3.18	4.86	2.93	2.22	3.91	5.46	2.86	2.86	3.72
5	III	6.67	4.03	4.03	4.81	7.19	4.04	3.91	5.04	7.47	3.95	3.95	5.13
7	IV	9.10	5.01	5.01	6.87	9.32	5.01	5.01	6.48	9.49	4.96	4.96	6.47

TABLA 3. Estado de esfuerzo en el suelo en la 2° Etapa (Ton/m²)

Estado de esfuerzos 3:

Se calculará la variación en los esfuerzos debido a la sobrecarga provocada por la cimentación, colocada a partir de los 2m de profundidad:

$$w(+)=30 \text{ Ton/m}^2$$

Δf_{2-3}	PUNTO ESTRATO	A				B				C			
		$\Delta f_{x_{2-3}}$	$\Delta f_{y_{2-3}}$	$\Delta f_{z_{2-3}}$	$\Delta f_{c_{2-3}}$	$\Delta f_{x_{2-3}}$	$\Delta f_{y_{2-3}}$	$\Delta f_{z_{2-3}}$	$\Delta f_{c_{2-3}}$	$\Delta f_{x_{2-3}}$	$\Delta f_{y_{2-3}}$	$\Delta f_{z_{2-3}}$	$\Delta f_{c_{2-3}}$
1	I	29.29	13.70	13.70	18.89	14.78	7.72	0.13	10.21	7.47	4.73	4.73	5.64
3	II	21.03	2.74	2.74	8.64	12.00	1.76	3.57	5.76	6.97	2.38	2.38	3.91
5	III	12.83	0.37	0.37	4.52	8.59	0.28	1.42	3.43	5.59	1.06	1.06	2.67
7	IV	6.04	0	0	2.68	6.06	0	0.54	2.21	4.66	0.44	0.44	1.85

TABLA 4. Variación en los esfuerzos debido a la sobrecarga (Ton/m²)

El estado de esfuerzos 3, será la suma algebraica de los esfuerzos en la etapa 2, más la variación de los esfuerzos consignada en la Tabla 4.

Z ₂	PUNTO ESTRATO	A				B				C			
		f ₁₃	f ₂₃	f ₇₃	f _{c3}	f ₁₃	f ₂₃	f ₇₃	f _{c3}	f ₁₃	f ₂₃	f ₇₃	f _{c3}
1	I	30.31	14.32	14.32	12.64	17.47	9.02	9.30	11.96	10.99	6.30	6.30	7.91
3	II	24.00	5.56	5.56	12.00	10.30	4.62	6.29	9.22	12.43	5.24	5.24	7.63
5	III	19.50	4.40	4.40	9.45	10.75	4.32	5.33	8.47	13.35	5.01	5.01	7.80
7	IV	17.14	5.01	5.01	9.35	13.40	5.01	5.55	8.06	14.18	5.40	5.40	8.32

TABLA 5. Estado de esfuerzo en el Suelo en la
3a. Etapa (Ton/m²)

Cálculo de las expansiones

Se calcularán las expansiones que sufre el suelo para --- cada estrato y bajo cada uno de los 3 puntos de la cimentación por medio de la formula (5.5)

$$s_{(z)} = \bar{Mz}_e \cdot \Delta fz \cdot h \quad \dots (5.5)$$

En donde:

$$\bar{Mz}_e = \left[1 \rightarrow \frac{Mh_e}{Mz_e} \frac{\Delta fx + \Delta fy}{\Delta fz} \right] Mz_e \quad \dots (5.6)$$

$\frac{Mh_e}{Mz_e} \dots$ se considerará, para fines prácticos, igual a 1

$\Delta fx, \Delta fy, \Delta fz \dots$ tomados de la tabla 2 para cada estrato y bajo cada punto

$\rightarrow \dots$ tomado de la gráfica 4.37 para la arena en estado medio, o sea = 0.325

h espesor de cada estrato, en --
este caso $h=2m$

Para obtener el valor de Mz_e haremos uso de las tablas --
1 y 3 de este capítulo y de la gráfica 4.35 del capítulo 4. El
Dr. Zeevaert recomienda emplear un valor de Mz correspondiente --
a un esfuerzo de confinamiento intermedio entre el estado de ---
esfuerzos inicial y el estado de esfuerzos final de una etapa de
carga. Para ello:

Se toma el fc_1 de la tabla 1 y se anota en la gráfica ---
4.35, en seguida se toma el fc_2 de la tabla 3 y se anota en la --
misma gráfica. Entre ambos fc se toma el valor intermedio que --
se proyecta a la curva $Mz_e - fc$ obteniéndose un valor medio de --
 Mz_e . Con este valor de Mz_e se obtiene, por medio de la fórmula
(5.4) el valor de \bar{Mz}_e . Con este valor y con la fórmula (5.3) --
se obtiene la expansión parcial de cada estrato. Los cálculos y
resultados de este procedimiento están vaciados en la tabla 6.

TABLA 6. Cálculo de Expansiones

P u n t o "A"

S_{i-A}	Levantamiento del punto A por excavación									
	fc_1	fc_2	Mz_e	γ	Hh_0/Mz_e	$\frac{\Delta f_x + \Delta f_y}{\Delta f_x}$	\bar{Mz}_e	$\Delta f_{z_{1-2}}$	h	s
ESTRATO	kg/cm ²	kg/cm ²	cm ² /kg				cm ² /kg	kg/cm ²	cm	cm
I	0.292	0.075	0.0024	0.325	I	0.93	0.00167	0.336	200	0.11
II	0.417	0.316	0.0017	"	"	0.26	0.00186	0.241	"	0.08
III	0.543	0.491	0.0015	"	"	0.05	0.00148	0.147	"	0.04
IV	0.668	0.667	0.0013	"	"	0.00	0.00130	0.092	"	0.02
									Σ	= 0.25

P u n t o "B"

S_{C-B}	Levantamiento del punto B por excavación									
	f_{c_1}	f_{c_2}	M_{z_0}	γ	M_{z_0}/M_{z_0}	$\frac{\Delta f_x + \Delta f_y}{\Delta f_z}$	M_{z_0}	$\Delta f_{z_{1-2}}$	h	s
ESTRATO	kg/cm ²	kg/cm ²	cm ² /kg				cm ² /kg	kg/cm ²	cm	cm
I	0.292	0.175	0.00215	0.325	"	1.08	0.00140	0.162	200	0.09
II	0.416	0.351	0.00185	"	"	0.44	0.00141	0.136	200	0.04
III	0.543	0.504	0.00150	"	"	0.18	0.00141	0.098	200	0.03
IV	0.668	0.645	0.00130	"	"	0.00	0.00130	0.070	200	0.02
									$\Sigma = 0.14$	

P u n t o "C"

S_{C-C}	Levantamiento del punto C por excavación									
	f_{c_1}	f_{c_2}	M_{z_0}	γ	M_{z_0}/M_{z_0}	$\frac{\Delta f_x + \Delta f_y}{\Delta f_z}$	M_{z_0}	$\Delta f_{z_{1-2}}$	h	s
ESTRATO	kg/cm ²	kg/cm ²	cm ² /kg				cm ² /kg	kg/cm ²	cm	cm
I	0.292	0.227	0.0020	0.325	"	0.184	0.00197	0.098	200	0.03
II	0.417	0.372	0.00165	"	"	0.065	0.00191	0.080	"	0.03
III	0.543	0.613	0.00140	"	"	0.056	0.00138	0.067	"	0.02
IV	0.668	0.647	0.00130	"	"	0.019	0.00129	0.053	"	0.01
									$\Sigma = 0.09$	

Cálculo de los Asentamientos

El mismo procedimiento seguido para el cálculo de las -- expansiones es válido para el cálculo de los asentamientos, es decir:

$$s_{(i)} = \bar{M}_{z_{ep}} \cdot \Delta f_z \cdot h \dots (5.7)$$

en donde:

$$\bar{M}_{z_{ep}} = \left[1 - \gamma \frac{M_{h_{ep}}}{M_{z_{ep}}} \frac{\Delta f_x + \Delta f_y}{\Delta f_z} \right] M_{z_{ep}} \dots (5.8)$$

$\frac{M_{h_{ep}}}{M_{z_{ep}}}$ se considerará igual a 1

$\Delta f_x, \Delta f_y$ y Δf_z se tomarán de la tabla -- 4 para cada estrato y --- bajo cada punto.

γ tomado de la gráfica ---- 4.37 para la arena en estado medio, = 0.325.

h espesor de cada estrato, en este caso $h = 2m$.

Para calcular $M_{z_{ep}}$ se usarán las tablas 3 y 5 de este -- capítulo y la gráfica 4.35 del capítulo 4, y de forma similar -- a como se explicó anteriormente se obtiene el valor de $\bar{M}_{z_{ep}}$ --- Con este valor y con la fórmula (5.5) se obtiene el asentamiento parcial de cada estrato. Los cálculos y resultados de este procedimiento están vaciados en las tablas 7.

P u n t o "A"

S _(*) A	Asentamiento del punto A debido a la sobrecarga									
	f_{c_2}	f_{c_3}	M_{rep}	γ	M_{rep}/M_{rep}	$\frac{\Delta f_x + \Delta f_y}{\Delta f_z}$	\bar{M}_{rep}	Δf_{z-3}	h	s
ESTRATO	kg/cm ²	kg/cm ²	cm ² /kg				cm ² /kg	kg/cm ²	cm	cm
I	0.075	1.964	0.0029	0.325	I	0.94	0.00201	2.93	200	1.18
II	0.316	1.200	0.0035	"	"	0.26	0.00320	2.10	"	1.34
III	0.491	0.943	0.0037	"	"	0.06	0.00360	1.28	"	0.92
IV	0.667	0.935	0.0034	"	"	0.00	0.0034	0.80	"	0.54
										$\Sigma = 3.98$

P u n t o "B"

S _(*) B	Asentamiento del punto B debido a la sobrecarga									
	f_{c_2}	f_{c_3}	M_{rep}	γ	M_{rep}/M_{rep}	$\frac{\Delta f_x + \Delta f_y}{\Delta f_z}$	\bar{M}_{rep}	Δf_{z-3}	h	s
ESTRATO	kg/cm ²	kg/cm ²	cm ² /kg				cm ² /kg	kg/cm ²	cm	cm
I	0.175	1.190	0.0039	0.325	I	1.07	0.00246	1.478	200	0.73
II	0.361	0.929	0.0040	"	"	0.44	0.00343	1.200	"	0.82
III	0.504	0.847	0.0038	"	"	0.20	0.00353	0.859	"	0.61
IV	0.645	0.866	0.0035	"	"	0.09	0.00340	0.608	"	0.41
										$\Sigma = 2.57$

P u n t o "C"

S _(*) C	Asentamiento del punto C debido a la sobrecarga									
	f_{c_2}	f_{c_3}	M_{rep}	γ	M_{rep}/M_{rep}	$\frac{\Delta f_x + \Delta f_y}{\Delta f_z}$	\bar{M}_{rep}	Δf_{z-3}	h	s
ESTRATO	kg/cm ²	kg/cm ²	cm ² /kg				cm ² /kg	kg/cm ²	cm	cm
I	0.227	0.791	0.0047	0.325	I	1.270	0.00276	0.747	200	0.41
II	0.372	0.763	0.0044	"	"	0.88	0.00343	0.697	"	0.46
III	0.513	0.780	0.0039	"	"	0.36	0.00344	0.888	"	0.40
IV	0.647	0.832	0.0036	"	"	0.19	0.00338	0.466	"	0.31
										$\Sigma = 1.60$

Tabla 7

Finalmente

El asentamiento final bajo el Punto "A" será :

$$\begin{aligned} s_{fA} &= s_{(-)A} + s_{(+)A} \\ &= -0.25\text{cm} + 3.98\text{cm} \\ &= \underline{3.73.\text{cm}} \end{aligned}$$

El asentamiento final bajo el Punto "B" será :

$$\begin{aligned} s_{fB} &= s_{(-)B} + s_{(+)B} \\ &= -0.14 + 2.57 \\ &= \underline{2.43\text{cm}} \end{aligned}$$

El asentamiento final bajo el Punto "C" será :

$$\begin{aligned} s_{fC} &= s_{(-)C} + s_{(+)C} \\ &= -0.09 + 1.60 \\ &= \underline{1.51\text{cm}} \end{aligned}$$

Se presentan a continuación las relaciones que existen entre los asentamientos de los puntos "A" y "B" con respecto al punto "C" de la cimentación.

$$\frac{s_{fA}}{s_{fC}} = \frac{3.73}{1.51} = 2.47 \approx 2.5$$

$$\frac{s_{fB}}{s_{fC}} = \frac{2.43}{1.51} = 1.61 \approx 1.6$$

ANEXO 5.A

=====

Obtención de la distribución de esfuerzos

en la masa del suelo

Objetivo:

En este anexo se pretende dar un procedimiento sencillo - para calcular la distribución teórica de los esfuerzos aplicados en la superficie de una masa de suelo, con la ayuda de una calculadora programable. Se entenderá por distribución teórica de -- los esfuerzos el conjunto de valores Δf_z , Δf_x y Δf_y que en cada punto de la masa del suelo se genera al aplicar en la superficie del medio una carga uniformemente distribuida sobre un área finita.

Introducción :

Para calcular los incrementos de esfuerzo que una nueva - condición de carga impone a la masa de suelo generalmente se hace uso de la solución de Boussinesq, que fue desarrollada para - un medio semi-infinito, linealmente elástico, homogéneo e isó-- tropo. Es evidente que el suelo no es homogéneo pues sus propiedades mecánicas no son las mismas en todos los puntos de su - masa ni isotropo, pues en un punto dado esas propiedades varí-- an, en general, en las distintas direcciones del espacio.

La fórmula de Boussinesq para incrementos de esfuerzos -- verticales es aplicable únicamente a masas de suelo isotrópicas. Para tomar en cuenta el efecto de la estratificación del suelo, Westergaard (1938) desarrolló una solución asumiendo que el suelo está restringido a cero deformación lateral pero libre de defor-

marse en la dirección vertical. En la práctica esto es sólo --- parcialmente cierto cuando una masa de suelo está reforzada por numerosas capas rígidas de arena cementada con un muy bajo módulo de deformación horizontal.

En 1942, Fröhlich investigó la distribución de esfuerzos, satisfaciendo las condiciones de equilibrio estático, y propuso una fórmula para calcular los incrementos de esfuerzos verticales debido a una carga concentrada en la superficie de un medio semi-infinito, elástico y anisótropo en el que el módulo de ---- deformación varía al aumentar el esfuerzo de confinamiento.

Un análisis comparativo de los tres estudios indica que - la solución de Boussinesq está aproximadamente intermedia entre la solución de Westeergard y la solución de Fröhlich. En la naturaleza, las masas de suelo comúnmente se encuentran con ambas propiedades, ésto es, están estratificadas y los módulos de de--formación decrecen con la profundidad. De aquí que la solución - de Boussinesq representa, empíricamente, una aproximación más -- cercana a las condiciones reales del subsuelo.

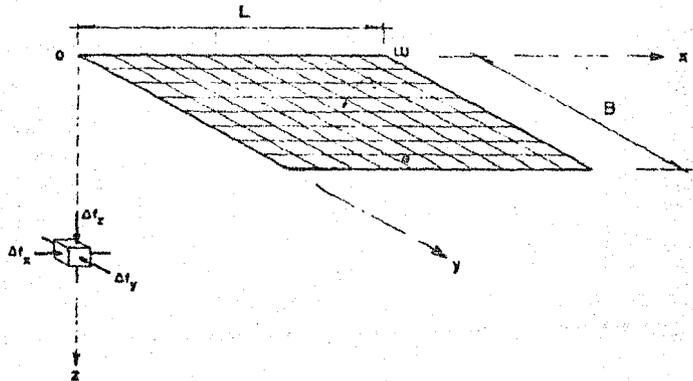
Como se ve, el problema de la determinación de la distri--bución de esfuerzos en una masa de suelo, dista mucho de haberse resuelto satisfactoriamente. Las soluciones que han tratado -- de ajustarse a las condiciones naturales de los suelos resultan, en muchos casos, menos aplicables que las soluciones totalmente teóricas.

A pesar de lo anterior, en muchos casos prácticos, las -- distribuciones de esfuerzo que se obtienen mediante la aplica---ción de la teoría de Boussinesq han resultado satisfactorias en sus confrontaciones con mediciones realizadas en depósitos naturales. Sin embargo, los desplazamientos calculados bajo las mis--m's hipótesis de homegeneidad e isotropía se desvían definitiva--mente de los observados, por lo que, en Mecánica de Suelos se ha

seguido un procedimiento muy especial: desarrollar métodos propios para el cálculo de las relaciones esfuerzo-deformación y -- calcular los asentamientos a partir de distribuciones de esfuerzos tomadas de la teoría de la elasticidad. Como ejemplos de -- tal proceder se tiene el cálculo de asentamientos por consoli--- dación en estratos de arcilla por medio de la teoría de Terzaghi y el cálculo de asentamientos en arena del Dr. Zeevaert.

Descripción del programa

El programa calcula la distribución de esfuerzos en cualquier punto debajo de una cimentación rectangular uniformemente cargada apoyada sobre un medio semi-infinito y elástico con base en el planteamiento de Boussinesq para una carga concentrada ---



y resuelto para un área finita por V.G. Korotquin. Este investigador encontró que si el punto donde se requieren conocer los -- incrementos de esfuerzo se encuentran en la vertical que pasa a través del ángulo del plano, es decir, $x = y = 0$, entonces las -- expresiones para las componentes de la tensión se escriben de la siguiente manera

$$\Delta f_x = \frac{\omega}{2\pi} \left[\frac{mn(m^2 + 2n^2 + 1)}{(m^2 + n^2)(n^2 + 1)\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} + \operatorname{arctg} \frac{m}{n\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right];$$

$$\Delta f_x = \frac{\omega}{2\pi} \left\{ \frac{\pi}{2} - \frac{mn}{(m^2 + n^2)\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} - \operatorname{arctg} \frac{n\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m} + \right.$$

$$\left. + (1 - 2\nu) \left[\operatorname{arctg} \frac{1}{m} - \operatorname{arctg} \frac{\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{mn} \right] \right\};$$

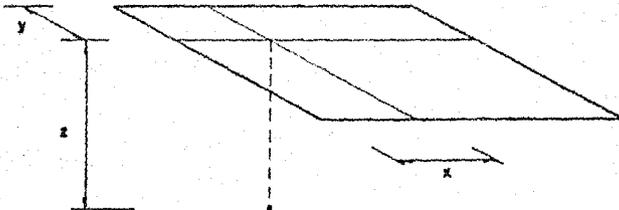
$$\Delta f_y = \frac{\omega}{2\pi} \left\{ \frac{\pi}{2} - \frac{mn}{(1 + n^2)\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} - \operatorname{arctg} \frac{n\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m} + \right.$$

$$\left. + (1 - 2\nu) \left[\operatorname{arctg} m - \operatorname{arctg} \frac{m\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{n} \right] \right\};$$

Siendo: $m = L/B$ la longitud relativa
 $n = z/B$ la profundidad relativa

Estas expresiones representan la solución para un problema volumétrico, es decir, en el que la relación L/B sea menor que 3.

Para obtener los incrementos de esfuerzo en cualquier punto, en el programa se hace uso del método de los puntos angulares. La idea de este método consiste en que si un plano cargado se divide en rectángulos, las tensiones en un punto, el cual es común para todos los rectángulos, equivalen a la suma de los esfuerzos que surgen en ese mismo punto, a causa de la acción de cada rectángulo cargado. Partiendo de eso, el plano que soporta una carga uniformemente distribuida se divide en rectángulos de tal manera que el punto en el que se determinen los esfuerzos sea común para esos rectángulos.



TITLE _____ PAGE _____ OF _____

PROGRAMMER _____ DATE _____

TI Programmable Program Record



Partitioning (Op 17) [3,1,9,1,9] Library Module _____ Printer _____ Cards _____

PROGRAM DESCRIPTION

Calcula la distribución de esfuerzos en cualquier punto debajo de una cimentación rectangular uniformemente cargada apoyada sobre un medio semi-infinito y elástico con base en el planteamiento de Boussinesq resuelto por V.G.korotquin. Obtiene $\Delta_t, \Delta_t', \Delta_t''$. Utiliza el método de puntos angulares. No admite valores de cero en la profundidad deseada del punto buscado pero lo resuelve usando valores pequeños. El planteamiento de korotquin es para un problema volumétrico :

$L/B \leq 3$ L y B son intercambiables

USER INSTRUCTIONS

STEP	PROCEDURE	ENTER	PRESS	DISPLAY
1	Cambiar el manejo de grados a radianes	0	2nd Rad	0
2	Entrada de datos:	L	A	L
	largo	B	R/S	B
	ancho	w	R/S	$w/2 \pi$
	carga	\downarrow	R/S	$1 - 2\downarrow$
	Poisson	z	E	z
	profun.	x	B	x
3	Salida de los esfuerzos:	y	C	Δ_t
				Δ_t' Δ_t''

USER DEFINED KEYS	DATA REGISTERS (mem)	LABELS (Op 00)
A L	05 L	10 l
B x	1 B	1 h
C y	2 $w/2 \pi$	2 $m = l/b$
D subrutina	3 $1 - 2\downarrow$	3 $n = z/b$
E z	4 z	4 $m^2 + n^2$
A x	5 x	5 $n^2 + 2n^2 + 1$
B y	6 y	6 $1 + n^2$
C Δ_t	7 Δ_t	7 $n^2 + n^2 + 1$
D Δ_t'	8 Δ_t'	8 mn
E Δ_t''	9 Δ_t''	9

FLAGS	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
-------	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

TITLE _____

PAGE _____ OF _____

TI Programmable
Coding Form



PROGRAMMER _____

DATE _____

LOC	CODE	KEY	COMMENTS	LOC	CODE	KEY	COMMENTS	LOC	CODE	KEY	COMMENTS
		2nd	← 1			STO				0	
		Lbl				0				7	
		A				8				R/S	→ Δt
		STC				STO				RCL	
		0				0				0	
		0				9				8	
		R/S				RCL				R/S	→ Δt
		STO	← B			0				RCL	
		0				5				C	
		1				STO				9	
		R/S				1				R, S	→ Δt
		+				0				2nd	
		2	← w			RCL				Lbl	
		+				0				D	subroutine
		2nd				6				RCL	
		π				STO				1	
		-				1				0	
		STC				SBR				2nd	
		0				D				x=t	
		2				RCL				3	
		R/S				0				0	
		2	← y			1				7	
		+/-				-				RCL	
		+				RCL				1	
		1				0				1	
		=				6				2nd	
		STO				-				x=t	
		0				STO				3	
		3				1				0	
		R/S				1				7	
		2nd				SBR				RCL	
		Lbl	← z			D				1	
		E				RCL				0	
		STO				0				+	
		0				-				RCL	
		4				RCL				1	
		R/S				0				1	
		2nd	← x			5				=	
		Lbl				STO				STO	
		B				1				1	
		STO				0				2	
		0				SBR				RCL	
		5				D				0	
		R/S				RCL				4	
		2nd	← y			0				+	
		Lbl				5				RCL	
		C				STO				1	
		STC				1				1	
		0				1				=	
		6				SBR				STO	
		0				D				1	
		STO				RCL				2	
		0				0				RCL	
		7				6				0	
						STC				4	
						1				+	
						1				RCL	
						SBR				1	
						D				1	
						RCL				=	
						0				STO	

MERGED CODES			
62	72	83	
63	73	84	
64	74	92	

TEXAS INSTRUMENTS

TITLE _____

PAGE _____ OF _____

TI Programmable Coding Form



PROGRAMMER _____

DATE _____

LOC	CODE	KEY	COMMENTS	LOC	CODE	KEY	COMMENTS	LOC	CODE	KEY	COMMENTS
		1				+				7	
		3				RCL				\sqrt{x}	
		RCL				1				(
		1				4				RCL	
		2				\div				1	
		x^2				RCL				3	
		+				1				\div	
		RCL				6				RCL	
		1				\div				1	
		3				RCL				2	
		x^2				1				RCL	
		=				\sqrt{x}				1	
		STO				+				7	
		1				(\sqrt{x}	
		4				RCL)	
		+				1				Inv	
		1				2				2nd	
		=				-				tan	
		STO				RCL				+	
		1				1				RCL	
		7				3				0	
		+				\div				3	
		RCL				RCL				x	
		1				1				(
		3				\sqrt{x}				RCL	
		x_1)				1	
		=				Inv				2	
		STO				2nd				\sqrt{x}	
		1				Tan)	
		5				=				Inv	
		RCL				x				2nd	
		1				RCL				tan	
		3				0				(
		x_2				2				RCL	
		+				=				1	
		1				SUM				7	
		=				0				\sqrt{x}	
		STO				7				\div	
		1				2nd				RCL	
		6				π				1	
		RCL				\div				8	
		1				2)	
		2				RCL				Inv	
		x				1				2nd	
		RCL				8				tan	
		1				+)	
		3				RCL					
		=				1					
		STO				4					
		1				+					
		8				RCL					
		x				1					
		RCL				4					
		1				+					
		5				RCL					
						1					

MERGED CODES					
62	63	64	72	73	74
82	83	84	92	93	94

TEXAS INSTRUMENTS INCORPORATED

TI-2413

TI Programmable
Coding Form



TITLE _____ PAGE _____ OF _____

PROGRAMMER _____ DATE _____

LOC	CODE	KEY	COMMENTS	LOC	CODE	KEY	COMMENTS	LOC	CODE	KEY	COMMENTS
		=				tan					
		x				(
		RCL				RCL					
		0				1					
		2				2					
		=				x					
		SUM				RCL					
		0				1					
		8				7					
		2nd				\sqrt{x}					
		π				\div					
		$\frac{1}{x}$				RCL					
		2				1					
		-				}					
		RCL				Inv					
		1				2nd					
		8				tan					
		+)					
		RCL				=					
		1				x					
		6				RCL					
		\div				0					
		RCL				2					
		1				-					
		7				SUM					
		\sqrt{x}				0					
		-				9					
		RCL				Inv					
		1				SBR					
		3									
		x									
		RCL									
		1									
		7									
		\sqrt{x}									
		\div									
		RCL									
		1									
		2									
)									
		Inv									
		2nd									
		tan									
		+									
		RCL									
		0									
		3									
		x									
		(
		RCL									
		1									
		2									
		Inv									
		2nd									

MERGED CODES
 62 72 83
 63 73 84
 64 74 92

TEXAS INSTRUMENTS
DAVIDSON BUILDING

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

Consideramos que el método del Dr. Leonardo Zeevaert para el cálculo de asentamiento de cimentaciones superficiales desplantados en arenas, abre un nuevo camino de investigación para resolver satisfactoriamente un problema que solo había --- sido soslayado por otros investigadores, ya que él ha introdu--- cido la fundamentación teórica como base de su método como se -- vió en el Tema 2.

Asimismo asigna una nueva función a las pruebas triaxiales. Comunmente se han empleado éstas solo para determinar la resistencia de un suelo, pero ahora pueden ser usadas tam--- bién para calcular la deformabilidad del suelo como se pudo --- apreciar en los Temas 3 y 4 (Ver Pruebas Triaxiales de Deforma--- ción PTD).

La aplicación del método a problemas de cimentaciones superficiales, como se vió en el Tema 5, es bastante sencillo - una vez que se conocen los parámetros de deformabilidad del --- suelo (Los M_z), obteniendose resultados bastante aceptables.

La parte modular de todo el trabajo gira alrededor de la obtención del "Nódulo de Deformación Unitaria M_z " para dife--- rentes condiciones de Campo.

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

1.- FOUNDATION ENGINEERING FOR DIFFICULT SUBSOIL CONDITIONS

LEONARDO ZEEVAERT
Van Nostrand Reinhold,
1973

2.- MECANICA DE SUELOS

T.W. Lambe
R.W. Whitman
Massachusetts
Institute of Technology,
1969

3.- SOIL MECHANICS IN ENGINEERING PRACTICE

KARL TERZAGHI
R.B. PECK
New York. John Wiley and
Sons, Inc.
London Chapman and Hall, Ltd.
1948

4.- THEORETICAL SOIL MECHANICS

KARL TERZAGHI
New York
1943

5.- MECANICA DE LOS SUELOS EN LA PRACTICA DE LA GEOLOGIA ---
APLICADA A LA INGENIERIA

R.E. DASHKO
A.A. ILAGAN
Mir. Moscú
1980

6.- MECANICA DE SUELOS

JUAREZ BADILLO
RICO DORIGUEZ
LIMUSA MEXICO
1980

7.- INTRODUCCION A LA MECANICA DE SOLIDOS

EGOR P. POPOV
LIMUSA MEXICO
1980

8.- MANUAL DE LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

SARH