



Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA

28
113

CIMENTACIONES COMPENSADAS

T E S I S

Que para obtener el Título de

I N G E N I E R O C I V I L

P r e s e n t a

L I N R I Q I N G

México, D. F.

Septiembre 1984



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.

INDICE

	PAG.
I. INTRODUCCION-----	1
II. DEFORMACIONES POR EXCAVACION-----	3
III. ESTABILIDAD DE EXCAVACION-----	12
IV. ASENTAMIENTOS POR RECOMPRESION-----	15
V. ASENTAMIENTOS POR COMPRESION-----	18
VI. MOMENTO DE VOLTEO Y FUERZA CORTANTE EN LA BASE-----	20
VII. METODOS PARA REDUCIR DEFORMACIONES POR EXCAVACION-----	24
VIII. EJEMPLO-----	28
IX CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES-----	39
REFERENCIAS-----	42
GRAFICAS Y TABLAS-----	44
APENDICE A. TEORIA DEL DR. L ZEEVAERT DE EXPANSION ELASTICA Y ASENTA- MIENTOS POR RECOMPRESION-----	66
APENDICE B. TEORIA DEL DR. L. ZEEVAERT - SOBRE MOMENTO DE VOLTEO-----	71

CIMENTACIONES COMPENSADAS

I. INTRODUCCION

Una cimentación compensada es aquella cuyo principio básico consiste en sustituir la sobrecarga de estructuras por el peso del suelo de soporte excavado. La finalidad del sistema de cimentaciones compensadas es que, mediante la compensación se disminuyen los asentamientos. Este tipo de cimentación ha sido una buena solución en suelos de baja resistencia a esfuerzo cortante y con espesor importante de estratos de mediana a alta compresibilidad. Un buen ejemplo de ellos es el suelo de la zona lacustre de la Ciudad de México, donde los espesores de las arcillas lacustres son de espesor potente, sumamente compresible y de baja resistencia.

La carga impuesta por estructura al suelo de soporte puede ser mayor, igual y menor que el peso de suelo excavado, lo cual hace subdividir las cimentaciones compensadas en los tres grupos siguientes:

- a) Parcialmente compensado: $\Delta\sigma_{ex} < P$.
- b) Totalmente compensado: $\Delta\sigma_{ex} = P$.
- c) Sobrecompensado : $\Delta\sigma_{ex} > P$.

donde $\Delta\sigma_{ex}$ es el decremento de esfuerzo total en el suelo de-

bido a la excavación y

p es la sobrecarga impuesta por la estructura.

La sustitución de los pesos se realiza mediante un cajón de cimentación alojado en la excavación como se indica en la fig. 1. El procedimiento no es tan sencillo como el principio básico del tipo de cimentación, ya que aquello plantea varios problemas por inducir nuevas condiciones de frontera, durante y después de dicha sustitución.

Los problemas comunes en cimentaciones compensadas son los siguientes:

- Deformación por excavación.
- Estabilidad de excavación.
- Asentamientos por recompresión.
- Asentamientos por compresión.
- Momento de volteo y fuerza cortante en la base de la cimentación.

En los capítulos del segundo al sexto se tratarán estos problemas por separado. En el séptimo se presentarán métodos para reducir las deformaciones por excavación; en el octavo, un ejemplo y en el noveno las conclusiones derivadas de este trabajo.

II. DEFORMACIONES POR EXCAVACION

La excavación forma una parte del principio de la cimentación compensada, por lo tanto, resulta inevitable su realización. Una excavación da lugar a ciertas deformaciones puesto que implica cambios de esfuerzos en la masa del suelo. En una excavación de cimentación, las deformaciones que se presentan frecuentemente son las llamadas: expansión elástica y contracción lateral, y tienen las siguientes características.

- a) Generalmente no son uniformes.
- b) Se recuperan a largo plazo después de que sea aplicada la carga de estructura.
- c) Puede causar daños a estructuras vecinas.

La expansión elástica es provocada por el alivio de esfuerzo total vertical, y éste, a su vez por haber quitado el peso de suelo de encima. El alivio de esfuerzo total a nivel de la plantilla de excavación se estima por la fórmula:

$$\Delta \sigma_{ex} = \gamma_m D_f \dots \dots \dots \text{II.1}$$

donde γ_m peso específico del suelo.

D_f profundidad de desplante o de excavación.

Debido a que el suelo es un material de dos fases: la

líquida y la sólida, existen dos tipos de esfuerzos correspondiendo a ellas: la presión neutral y el esfuerzo efectivo. El último gobierna la relación esfuerzo-deformación.

Los esfuerzos totales σ , los esfuerzos efectivos $\bar{\sigma}$, y las presiones neutrales u cumplen la siguiente ley:

$$\sigma = \bar{\sigma} + u \quad \dots \dots \dots \text{II.2}$$

En suelos finos, en los cuales se suele emplear las cimentaciones compensadas, el tiempo es un factor importante en el comportamiento mecánico ya que para $t = 0$, $\Delta\bar{\sigma} = 0$ y para $t = \infty$, $\Delta u = 0$. Es decir:

$$\begin{array}{llll} \Delta\sigma = \Delta u & \text{vt} = 0 & \text{y} & Z > D_f \\ \Delta\sigma = \Delta\bar{\sigma} & \text{vt} = \infty & \text{y} & Z > D_f \end{array}$$

Aplicando lo anterior, al caso de la excavación de cimentación, las distribuciones de esfuerzos bajo un punto interior del área de la excavación serán las que indica la fig. 2.

Cabe señalar un punto interesante de la figura: si definimos el nivel freático de agua (NAF) como lugares geométricos en los cuales la presión en el agua en suelos es igual a la atmosférica, entonces este nivel se abate automáticamente por la excavación, lo cual significa que para una excavación en se-

co, en suelos finos, no se requiere un abatimiento previo de NAF, si la excavación es suficientemente rápida.

Sin embargo inmediatamente después de la excavación, más bien del abatimiento del NAF, el agua en el suelo tiende a fluir hacia la excavación y la presión neutral tiende a ser hidrodinámica. En caso límite se supone que se establezca la red de flujo, entonces para una profundidad z debajo del área de excavación, existe:

$$\Delta \bar{\sigma}_z = (\Delta \sigma_{ex})_z - \Delta u_z$$

donde $\Delta \bar{\sigma}_z$ - cambio de esfuerzo efectivo a la profundidad z .

$(\Delta \sigma_{ex})_z$ - cambio de esfuerzo total debido a excavación, a la profundidad z .

Δu_z - cambio en presión neutral a la profundidad z .

para el tiempo $t = 0$, $\Delta \bar{\sigma}_z = 0$ y Δu_z toma el valor máximo:

$\Delta u_z = (\Delta \sigma_{ex})_z$ y para $t = \infty$, $\Delta u_z = 0$, $\Delta \bar{\sigma}_z$ toma su máximo: $\Delta \bar{\sigma}_z =$

$(\Delta \sigma_{ex})_z$, que es un alivio. Es decir, que surge una disminución en esfuerzo efectivo. La consecuencia lógica de ello es una expansión elástica que se puede estimar por la siguiente fórmula:

$$\delta_e = \sum_j (m_{ve}^H \Delta \bar{\sigma}_v)_j \quad \dots \quad \text{II.3}$$

- donde δ_e - expansión elástica total
- m_{ve_j} - coeficiente de cambio volumétrico en expansión del estrato j
- H_j - espesor del estrato j
- $\Delta \bar{\sigma}_{vj}$ - decremento de esfuerzo efectivo vertical del estrato j y
- $$\Delta \bar{\sigma}_{vj} = (\Delta \sigma_{ex})_j - u_j$$
- u_j - presión dinámica en el agua; se estima por medio de la red de flujo.

El decremento de esfuerzo, a cualquier profundidad, se calcula mediante las teorías existentes de elasticidad, la de Boussinesq, la de Fröhlich, etc.. En la referencia 4, se encuentran varias soluciones elásticas de diversos tipos de carga. En caso de que sea válida la suposición de deformación plana, la teoría de elasticidad indica que (REF. 4).

$$\Delta \sigma_v = \frac{\Delta \sigma_{ex}}{\pi} [\alpha + \sin \alpha \cos (\alpha + 2\beta)]; \Delta \sigma_v = I_v \Delta \sigma_{ex}$$

$$\Delta \sigma_h = \frac{\Delta \sigma_{ex}}{\pi} [\alpha - \sin \alpha \cos (\alpha + 2\beta)]; \Delta \sigma_h = I_h \Delta \sigma_{ex}$$

..... II-4

Los términos α y β tienen significados como se indican en la figura 3a. Los valores de los factores de influencia I_v e I_h se encuentran en la tabla A.

Para la carga uniformemente repartida sobre un área rectangular se tienen:

$$\Delta\sigma_v = \frac{\Delta\sigma_{ex}}{2\pi} \left[\tan^{-1} \frac{LB}{ZR_3} + \frac{LBZ}{R_3} \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right) \right]; \quad \Delta\sigma_v = I_v \Delta\sigma_{ex} \quad \text{.. II.5}$$

$$\Delta\sigma_h = \frac{\Delta\sigma_{ex}}{2} \left[\tan^{-1} \frac{LB}{ZR_3} - \frac{LBZ}{R_1 R_3} \right]; \quad \Delta\sigma_h = I_h \Delta\sigma_{ex}$$

donde $I_h = [K_2 - (1-2\nu) K_2']$

$$R_1 = (L^2 + Z^2)^{1/2}$$

$$R_2 = (B^2 + Z^2)^{1/2}$$

$$R_3 = (L^2 + B^2 + Z^2)^{1/2}$$

Los términos L, B son las dimensiones del área (Fig. 3b) y ν es la relación de Poisson. Los valores de I_v , K_2 y K_2' se encuentran en las tablas B, C y D.

El valor de $\Delta\bar{\sigma}_v$ no es constante en un estrato, debido a que ni $(\Delta\sigma_{ex})_j$ ni u_j son constantes. El valor máximo se presenta bajo el centro del área de excavación generalmente. Para el cálculo, $\Delta\bar{\sigma}_v$ puede tomar el punto bajo el centro, o bien, efectuar el cálculo en varios puntos en caso de que se requiere mayor precisión.

Dado que el suelo no es un material elástico lineal,

el valor de m_{ve} resulta ser función de $\Delta\bar{\sigma}_v$. Los valores de m_e se pueden obtener directamente de la curva de compresibilidad utilizando el tramo de expansión y los valores correspondientes de $\Delta\bar{\sigma}_v$.

Otra manera de obtener los valores de m_e podría ser la que se presentó en la referencia 1, según la cual, las pruebas de laboratorio han mostrado que la relación entre la expansión y el esfuerzo efectivo aliviado es aproximadamente una línea recta en escala log.-log. Es decir, su expresión matemática sería:

$$\log \epsilon = c \log \Delta\bar{\sigma} + \log a \dots \dots \dots \text{II.6}$$

para

$$\begin{aligned} \log \epsilon &= c \left(\log \Delta\bar{\sigma} + \frac{1}{c} \log a \right) \\ &= c \left(\log \Delta\bar{\sigma} + \log a^{\frac{1}{c}} \right) \\ &= c \log a^{\frac{1}{c}} \Delta\bar{\sigma} \\ &= \log a (\Delta\bar{\sigma})^c \end{aligned}$$

Esto es

$$\epsilon = a (\Delta\bar{\sigma})^c \dots \dots \dots \text{II.7}$$

y según la definición el módulo secante de expansión lineal elástica

$$M_e = \frac{\epsilon}{\Delta \bar{\sigma}} = \frac{a (\Delta \bar{\sigma})^c}{\Delta \bar{\sigma}} \dots \dots \dots \text{II.8}$$

Por lo tanto

$$M_e = a (\Delta \bar{\sigma})^{c-1} \dots \dots \dots \text{II.9}$$

En las fórmulas anteriores, ϵ es la deformación correspondiente a $\Delta \bar{\sigma}$; a y c son parámetros característicos de suelos. Para la arcilla de la Ciudad de México,

$$a \doteq 0.011 \quad \text{y} \quad c \doteq 1.5$$

Para suelos lateralmente confinados, se demostró (REF. 1 SECC. II 5) que

$$m_v = v_c M_e = v_c a (\Delta \bar{\sigma})^{c-1} \dots \dots \dots \text{II.10}$$

donde $v_c = \frac{(1+v)(1-2v)}{1-v}$ para deformación unidimensional.

La referencia 9 recomienda para arcilla saturada, valor de v entre 0.4 y 0.5, mientras la referencia 1 estima $v \doteq 0.42$. Finalmente la expansión total resulta ser:

$$\delta_e = \sum_j [v_c M_e \Delta \bar{\sigma}_v H]_j \dots \dots \dots \text{II.11}$$

La excavación de la cimentación alivia no sólo al esfuerzo vertical, sino a la vez, alivia también al horizontal puesto que ambos están relacionados. La deformación correspondiente a este último alivio es la contracción lateral, proviene del fenómeno de la contracción del área de excavación en la plantilla. La contracción lateral equivale a una expansión en la masa de suelo alrededor de la excavación por haber aliviado el esfuerzo lateral (Fig. 3).

El alivio de esfuerzo horizontal, a cualquier profundidad z , se calcula con la ecuación II.5 o con otras teorías de Elasticidad, como el cálculo de $\Delta\sigma_v$.

Nótese en la ecuación II.5 que los valores de $\Delta\sigma_v$ y $\Delta\sigma_h$ no son constantes sino funciones de coordenadas del punto en estudio. Ello es generalizable a resultados por otras teorías. Para estimar la contracción lateral generalmente se recurre a usar un valor promedio:

$$\Delta\bar{\sigma}_{hm} = \frac{1}{3} (\Delta\bar{\sigma}_{hb} + 2 \Delta\bar{\sigma}_{hc}) \dots \dots \text{II.12}$$

donde $\Delta\bar{\sigma}_{hb}$ Alivio de esfuerzo efectivo horizontal en puntos debajo del borde de la excavación a profundidad z .

$\Delta\bar{\sigma}_{hc}$ Alivio de esfuerzo efectivo horizontal en puntos debajo del centro de la excavación

ción a profundidad z .

Si a la profundidad z , el módulo de expansión elástico es M_h en la dirección horizontal entonces el desplazamiento en cada lado del área de excavación de ancho $2B$ será:

$$\delta_{hz} = [M_h \Delta \bar{\sigma}_{hm}]_z B \dots \dots \dots \text{II.13}$$

El desplazamiento de la tablestaca se estima a la profundidad media de la parte enterrada. Si el suelo es estratificado, una manera de estimar el valor de M_h es tomar el promedio pesado:

$$M_{hm} = \frac{\sum_i H_i}{\sum_i \frac{H_i}{M_{hi}}} \dots \dots \dots \text{II.14}$$

III ESTABILIDAD DE EXCAVACION

La sustitución del peso de suelo por el peso de estructura requiere cierto tiempo, lo cual implica que la excavación debe ser estable durante el mismo lapso. La estabilidad de una excavación consiste en dos aspectos: la estabilidad del talud y la estabilidad del fondo de excavación. La primera se establece diseñando la geometría de los taludes de tal manera que sean estables o de lo contrario, ha de proporcionarse un sistema de soporte apropiado. Para esto último generalmente se usan estructuras de retención tales como muros, tablestacas, apuntalamientos, etc.

La distribución de presiones de empuje es complicada por la interacción suelo-estructura. Por lo tanto, el diseño de las estructuras de retención se hace en base a análisis de estado límite. Los muros de retención de tipo gravedad se diseñan con distribución de empuje activo y las tablestacas apuntaladas se pueden diseñar con las envolventes de Terzaghi que son las que se indican en la Fig. 5 Para análisis y diseño de tablestacas en cantiliber o ancladas se puede consultar en la referencia 9.

Cuando la excavación es profunda, surge la posibilidad de una falla por cortante denominada "falla de fondo".

El análisis de estabilidad del fondo se hace aprovechando las teorías de capacidad de carga. La experiencia de la Ciudad de México indica que el criterio más adecuado, para corto plazo, es el semiempírico de Skempton. La resistencia a usarse en este caso es la media desde el fondo de excavación hasta $2/3 B$ debajo del fondo, si el valor de la resistencia en dicho intervalo no difiere en más de 50% del promedio.

Según la teoría de Skempton:

$$q = cN_c + \gamma_m D_f \quad \dots \text{III.1}$$

pero $\gamma_m D_f = 0$; puesto que no existe suelo sobre el área de excavación. Por lo tanto

$$q = cN_c \quad \dots \text{III.2}$$

La sobre carga q , en este caso, se supone igual al esfuerzo al nivel de desplante, afuera del área de excavación (línea punteada en la figura 6). Es decir:

$$q = P_o + \gamma_m D_f \quad \dots \text{III.3}$$

Utilizando un factor de seguridad y sustituyendo - III-3 en III-2 queda:

$$P_o + \gamma_m D_f = \frac{1}{\text{F.S.}} cN_c \quad \dots \text{III.4}$$

despejando D_f :

$$D_f = \frac{1}{\gamma_m} \left(\frac{cN_c}{F.S.} - P_o \right) \quad \dots \text{III.5}$$

que es la profundidad de excavación con seguridad requerida contra la falla del fondo.

En caso de que el suelo sea estratificado la fórmula toma la forma:

$$P_o + \gamma_m D_f = \frac{1}{F.S.} cN_c \quad \dots \text{III.6}$$

y

$$D_f = \sum_i H_i$$

IV. ASENTAMIENTOS POR RECOMPRESION

Una vez terminada la excavación, se inicia la construcción de las estructuras. En otras palabras, se inicia la recarga del suelo desde el punto de vista de la Mecánica de Suelos. Como consecuencia de ello, el suelo empieza a sufrir asentamientos.

Los asentamientos por recompresión son aquellos que corresponden a un incremento de esfuerzo efectivo, debido al peso de la estructura, menor o igual que el decremento de esfuerzo vertical debido a la excavación $\Delta\bar{\sigma}$ como la figura 7 indica.

El análisis cuantitativo se podría hacer por la teoría de consolidación unidimensional en suelos finos, basándose en una prueba convencional de consolidación. Entonces:

$$\delta_{rc} = \sum_i (m_v H \Delta\bar{\sigma}_{rc})_i \dots IV.1$$

donde $\Delta\bar{\sigma}_{rc}$ incremento de esfuerzo efectivo debido al peso de estructuras, y $\Delta\bar{\sigma}_{rc_i} \leq \Delta\bar{\sigma}_{vi}$.

m_v - coeficiente de compresibilidad volumétrica en recompresión.

En la figura 7 se nota que las deformaciones por recompresión son mayores que las por expansión, a este fenómeno se le llama "efecto de histéresis". La teoría de consolidación unidimensional no toma en cuenta tal efecto.

El efecto de histéresis es una función del nivel de alivio de esfuerzo, a parte de las propiedades de suelo. A mayor alivio de esfuerzos, mayor efecto de histéresis y equivalentemente, mayor asentamiento. Una teoría que estima el asentamiento, debido al Dr. L. Zeevaert, toma en cuenta el efecto de histéresis y se presenta en el apéndice A. Según la cual, el asentamiento por recompresión es:

$$\delta rc = \sum_i \rho_{ci} m_{vi} \Delta rc_i \quad \text{IV.2}$$

donde ρ_c - factor de recompresión.

Para facilitar el cálculo de ρ_c , se puede utilizar la figura 8, en la cual ρ_e es el factor de expansión definido por:

$$\rho_e = \left(\frac{\Delta \sigma_{ex}}{\bar{\sigma}_o} \right)^{c-1} \quad \text{IV.3}$$

donde $\bar{\sigma}_o$ - esfuerzo efectivo vertical original.

c - parámetro de suelo (capítulo II)

El valor $\Delta\bar{\sigma}_{rc}$ es igual que $\Delta\bar{\sigma}_{ex}$ en el caso de cimentaciones totalmente compensadas y menor que $\Delta\bar{\sigma}_{ex}$ en sobrecompensadas.

V. ASENTAMIENTOS POR COMPRESION

En caso de que la cimentación sea parcialmente compen-sada, el incremento de esfuerzo debido al peso de la estructura es mayor que el decremento por excavación y el suelo sufre un asentamiento adicional, al cual se le llama asentamiento por compresión.

En suelos normalmente consolidados, el esfuerzo aplicado sobrepasará el esfuerzo crítico y el asentamiento adicional será fuerte como se indica en la figura 9. Sin embargo, en suelos preconsolidados, el esfuerzo crítico es mayor que el esfuerzo in situ, lo cual permite aplicar un esfuerzo mayor que el in situ, pero menor que el crítico, sin que produzca un asentamiento adicional fuerte, como lo indica la figura 10.

En la práctica se recomienda que el esfuerzo aplicado caiga en el intervalo de:

$$\bar{\sigma}_0 \leq \bar{\sigma}_p \leq \bar{\sigma}_0 + \frac{1}{F.S.} (\bar{\sigma}_c - \bar{\sigma}_0) \dots V.1$$

para cualquier profundidad. Un valor entre 1.5 y 2.0 de F.S. es usual. Si se denota $\Delta \bar{\sigma}_p = \frac{1}{F.S.} (\bar{\sigma}_c - \bar{\sigma}_0)$, el coeficiente de compresibilidad volumétrica será:

$$m_{vc} = \frac{\Delta e}{1+e_0} \frac{1}{\Delta \bar{\sigma}_p} \dots V.2$$

Y por la teoría de consolidación de Terzaghi, el asentamiento por consolidación es:

$$\delta_c = \sum_i m_{vc} H_i \Delta \bar{\sigma}_{pi} \quad \dots \quad V.3$$

Sumando este término al asentamiento por recompresión da el asentamiento total.

$$\delta = \sum_i (m_{vr} H \Delta \bar{\sigma}_{rc})_i + \sum_j (m_{vc} H \Delta \bar{\sigma}_p)_j$$

VI. MOMENTO DE VOLTEO Y FUERZA CORTANTE EN LA BASE

Las solicitaciones accidentales tales como sismo y viento, suelen simularse como fuerzas horizontales en el análisis estructural. El efecto que produce a la cimentación se puede simular con un momento de volteo. La deformación asociada es la inclinación de la estructura. Este efecto puede ser grande en estructuras esbeltas.

Las solicitaciones accidentales se caracterizan de ser instantáneas, razón por la cual solo es de interés la respuesta instantánea del suelo. Esto conduce a que se puede suponer nulo el efecto de agua y considerar que el comportamiento mecánico del suelo es debido únicamente a la estructura del suelo. Obviamente, en este caso el comportamiento se analiza convenientemente en términos de esfuerzo total.

Para el análisis cuantitativo se cuenta con pocas teorías. Una de ellas se debe al Dr. L. Zeevaert y se presenta en el apéndice B.

Para el mismo objetivo, Fröhlich basando en la Teoría de Elasticidad, encontró que para una cimentación rígida, poco profunda y con geometría de faja, la rotación de cimentación (Fig. 11) es:

$$\Delta\theta_e = \frac{4}{\pi} (1-\nu^2) \frac{O_T}{B^2} M \quad \dots\dots \text{VI.1}$$

donde: $\Delta\theta_e$ - ángulo de rotación elástica

O_T - momento de volteo por unidad longitudinal de cimentación

$2B$ - ancho de la cimentación

M - módulo de deformación $M = \frac{1}{E}$

ν - relación de Poisson

Si se estima $\nu=0.5$ para suelos finos blandos, entonces:

$$\Delta\theta_e = \frac{3}{\pi} \frac{O_T}{B^2} M \quad \dots\dots\dots \text{VI.2}$$

Debido a que el suelo es un material elasto-plástico, la cimentación sufre una rotación permanente aparte de la elástica, y se puede estimar por la siguiente expresión:

$$\Delta\theta_p = \Delta\theta_{ep} - \Delta\theta_e \quad \dots\dots\dots \text{VI.3}$$

donde $\Delta\theta_{ep}$ es la rotación total y se estima por la fórmula IV.1 pero con parámetros elasto-plásticos, obtenidos en pruebas de compresión simple en los primeros ciclos de la aplicación de carga repetida reproduciendo el efecto de la estructura sujeta a oscilaciones durante el temblor.

Una curva típica de esfuerzo-deformación de suelos finos en las pruebas mencionadas es como la que indica la figura 12. Nótese que la deformación unitaria tiende a convergerse. Los valores de los parámetros M_e y M_{ep} por sus definiciones serán:

$$M_e = \frac{\epsilon_e}{\sigma}$$

$$M_{ep} = \frac{\epsilon_{ep}}{\sigma} \quad \dots \quad \text{VI.4}$$

y la rotación permanente será:

$$\Delta \theta_p = \Delta \theta_{ep} - \Delta \theta_e = \frac{4}{\pi} (1 - \nu^2) \frac{O_T}{B^2} (M_{ep} - M_e) \dots \text{VI.5}$$

o bien,

$$\Delta \theta_p = \frac{4}{\pi} (1 - \nu^2) \frac{O_T}{B^2} M_e \left(\frac{\epsilon_{ep}}{\epsilon_e} - 1 \right) \dots \text{VI.6}$$

En la Ciudad de México, el valor permisible de $\Delta \theta_p$ es de 0.0025. Para las pruebas se recomienda utilizar un valor de

$$\sigma = \frac{1}{2} q_u$$

donde q_u - resistencia a compresión simple

La cimentación debe ser resistente también a la fuerza cortante producida por solicitaciones accidentales. La resistencia a esfuerzo cortante deben de determinarse mediante prueba triaxial consolidada no drenada (CU) y el promedio de ella en la base de la cimentación

$$S_{cu} = C_{cu} + \frac{W}{A} t_g \phi_{cu}$$

y la fuerza resistente $S = S_{cu} A$

El factor de seguridad será entonces

$$F.S. = \frac{S + E_p}{V}$$

donde E_p - Empuje pasivo contra muro de cajón.

W - Peso total de la estructura.

A - Area de la losa de cimentación.

VII. METODOS PARA REDUCIR DEFORMACIONES POR EXCAVACION

En obras que requieren una profundidad grande de excavación, o en las que se requiere un decremento de esfuerzo grande, es posible que las deformaciones por excavación sean excesivas. En estas ocasiones, los ingenieros se ven obligados a emplear algunos métodos para reducir las deformaciones.

En el capítulo II se mostró que las deformaciones por excavación son funciones de los esfuerzos aliviados $\Delta\sigma_v$ y $\Delta\sigma_h$. Estos últimos, a su vez, funciones de $\Delta\sigma_{ex}$. Por lo tanto, si se logra reducir $\Delta\sigma_{ex}$ de alguna manera, se reducirán entonces $\Delta\sigma_v$ y $\Delta\sigma_h$ y consecuentemente se reducen las deformaciones. El razonamiento anterior se realiza en la práctica mediante una excavación por etapas. Esto es, se descompone el decremento total de esfuerzo $\Delta\sigma_{ex}$ en dos partes:

$$\Delta\sigma_{ex} = (\Delta\sigma_{ex})_1 + (\Delta\sigma_{ex})_2$$

donde $(\Delta\sigma_{ex})_1$ corresponde al alivio de esfuerzo por haber excavado un espesor de D_1 y similarmente $(\Delta\sigma_{ex})_2$, como muestra la figura 13. Esta misma figura muestra, además, un posible procedimiento de dicha excavación. En la etapa I se excava hasta la profundidad D_1 en toda el área de excavación, pero a partir de la etapa II, se sustituye, al peso de suelo excavado, el peso de la estructura etapa por etapa. Con este trata-

miento, las deformaciones δe y δh e inclusive el asentamiento δ_{rc} pueden reducirse considerablemente.

Otro método para reducir las deformaciones por excavación es mediante la reducción de la presión de agua en el suelo. Aplicando la siguiente ley conocida

$$\sigma = u + \bar{\sigma}$$

al caso de excavación de cimentaciones, sería:

$$\Delta \sigma_{ex} = \Delta \bar{\sigma}_{ex} + \Delta u$$

o sea

$$\Delta \bar{\sigma}_{ex} = \Delta \sigma_{ex} - \Delta u$$

Para reducir la deformación, sólo se necesita reducir $\Delta \bar{\sigma}_{ex}$. Considérese ahora constante $\Delta \sigma_{ex}$, la clave estaría en aumentar Δu lo máximo posible. En suelos estratificados, lo anterior se logra mediante un bombeo de agua en los estratos profundos permeables. La figura 14 puede ser un ejemplo sencillo y explicativo. Para excluir la influencia de la masa al lado de afuera de las tablestacas, el análisis se hace al centro del área de excavación y se consideran nulas dichas influencias. En este caso, los diagramas de esfuerzo total, efectivo y presión de agua son los dibujados en la figura, pa-

ra antes y después de excavación, sin y con el bombeo profundo a largo plazo. A la profundidad z , el esfuerzo inicial era σ_a después del bombeo $\sigma'_b = \sigma_a$ y

$$(\Delta \sigma_{ex})_z = \sigma_a - \sigma_b = \sigma_a - \sigma_c$$

y similarmente $\Delta u_b = u_a - u_b$

$$\Delta u_c = u_a - u_c > \Delta u_b$$

si se denota $\Delta \bar{\sigma}_z$ el alivio de esfuerzo efectivo con bombeo y $\Delta \bar{\sigma}'_z$ el sin bombeo, entonces

$$\Delta \bar{\sigma}_z = (\Delta \sigma_{ex})_z - \Delta u_c$$

$$\Delta \bar{\sigma}'_z = (\Delta \sigma_{ex})_z - \Delta u_b$$

$$\Delta \bar{\sigma}_z - \Delta \bar{\sigma}'_z = \Delta u_b - \Delta u_c < 0$$

Esto es, el esfuerzo efectivo se alivia menos en caso de bombeo y como consecuencia de ello, la deformación por expansión y el asentamiento de recompresión serán menores.

Esta reducción de expansión y asentamiento es posible visualizarse en la figura 14, comparando las dos áreas - asombradas. Bajo la suposición de que los parámetros M_{ve} y M_{vc} son constantes en el estrato, las deformaciones son proporcionales a dichas áreas.

En la práctica, los dos métodos antes expuestos pueden aplicarse por separado o combinados. En la figura 15 (extraída de la REF 5) se ilustran los cambios de esfuerzos bajo el centro de excavación, para el caso de métodos combinados.

Se ha utilizado también, en la práctica, el método de excavación con aire a presión, para reducir las deformaciones. Sin embargo, resultaría muy antieconómico la aplicación a la excavación de cimentaciones compensadas.

VIII EJEMPLO

VIII.1 INTRODUCCION

Se desea construir un edificio de 11 niveles cuya planta se muestra en la figura E.1. El predio se encuentra en la zona III de la Ciudad de México, correspondiente a la zona de lago (zonificación del D.F. del Reglamento de Construcciones). Las características propias del subsuelo del sitio son: alta compresibilidad, baja resistencia al corte y nivel freático próximo a la superficie.

Para lograr un conocimiento adecuado del subsuelo, se realizó un primer sondeo exploratorio hasta una profundidad de 45 m, atravesando la capa resistente. Dada la información obtenida en este sondeo, se realizó otro sondeo del tipo mixto, de este sondeo se obtuvo una estragrafia representativa del subsuelo a la misma profundidad.

A las muestras estudiadas se les determinaron el contenido de agua natural y el peso específico, se clasificaron según los procedimientos manuales y visuales del SUCS.

Se determinaron, además, la resistencia al corte de la arcilla, a partir de pruebas de compresión simple. Así como

los módulos de expansión elástica.

La estratigrafía representativa y los resultados de las pruebas de laboratorio antes mencionadas se resumen en la figura E.2.

A las muestras inalteradas se les hicieron pruebas de consolidación unidimensional, al centro de cada estrato. Las curvas de compresibilidad obtenidas se presentan en las figuras E.3 a E.6.

Los datos proporcionados por análisis estructural indican que el peso total del edificio es:

Para estimar resistencia $W = 4088.26$ Ton.

Para estimar asentamientos $W = 3581.24$ Ton.

Se desea diseñar una cimentación compensada para el edificio.

VIII.2 CALCULO DE LOS ESFUERZOS ORIGINALES Y LA PRESION EN AGUA

Los esfuerzos originales σ_0 y $\bar{\sigma}_0$ así como la presión en agua u_0 se calculan a partir de la estratigrafía indicada en la Fig. E.2. Se utilizan las siguientes formulas:

$$\sigma_o = \gamma_m z$$

y

$$\bar{\sigma}_o = \sigma_o - u_o$$

donde u_o se supone igual a la presión hidrostática.

Los diagramas se representan en la figura E.7

VIII.3 DETERMINACION DE PROFUNDIDAD DE EXCAVACION MAXIMA

Para compensación total

Carga aplicada: $W = 3581.24 \text{ Ton.}$

Area de cimentación $A = 418.63 \text{ m}^2$

$$P = \frac{W}{A} = 8.55 \text{ T/m}^2$$

Comparando p con el diagrama de σ_o $7.46 < p < 22.02$

$$p = \Delta \sigma_{ex}$$

$$p = \Delta \sigma_{ex} = \gamma_m z$$

Sustituyendo los valores:

$$8.55 = 7.46 + (D_f - 5) \times 1.12$$

resulta $D_f = 5.9 \text{ m}$

Revisión por falla de fondo .

$$\frac{1}{F.S.} cNc = P_o + \sum \gamma_{mi} H_i \dots \dots \dots \text{III.6}$$

se desprecia la resistencia del estrato de relleno superficial.

$$P_o = m_1 \times H_1 = 1.5 \times 3 = 4.5 \text{ T/m}^2$$

para la teoría de Skempton $N_c = 6.2$

$$C = 2.15 \text{ T/m}^2$$

para F.S. = 1.5, se sustituyen los valores en la ec. III.6

$$\frac{1}{1.5} \times 2.15 \times 6.5 = 4.5 + 1.48 \times 2 + (D_f - 5) \times 1.12$$

resulta $D_f = 6.65 \text{ m} > 6.0 \text{ m}$.

se acepta $D_f \text{ máx} = 6.0 \text{ m}$.

VIII.4 ANALISIS DE LA CIMENTACION.

Para el cálculo de la distribución de esfuerzos, se utilizará la teoría para área rectangular uniformemente cargada -- (ec. II.5).

Las siguientes formulas serán utilizadas en los cálculos:

$$\begin{aligned}\delta_e &= \Sigma \Delta \bar{\sigma}_v H M_{ve} \\ \delta_e &= \Sigma \rho_e v_c M_{ve} \Delta \bar{\sigma}_v H \\ \delta_{rc} &= \Sigma \rho_c M_v \Delta \bar{\sigma}_{rc} H = \Sigma \rho_c \frac{\Delta_e}{1+e_o} H \\ \delta_c &= \Sigma M_v \Delta \bar{\sigma}_c H\end{aligned}$$

Primer tanteo: $D_f = 5.0$ m (compensación parcial)

Revisión de la condición $\bar{\sigma}_p \leq \bar{\sigma}_o + \frac{\bar{\sigma}_c - \bar{\sigma}_o}{1.5}$ V.1

$$\bar{\sigma}_p = \Delta \sigma_p - \Delta \sigma_{ex} + \bar{\sigma}_o$$

$$(\Delta \bar{\sigma}_{ex})_z = D_f \gamma_m = 4.5 + 1.48 \times 2 = 7.46 \text{ T/m}^2$$

Se calculan en la siguiente tabla:

$z - D_f$ (m)	m	n	I_v	$\Delta \sigma_{ex}$ (T/m ²)	$\Delta \sigma_p$ (T/m ²)	$\bar{\sigma}_o$ (T/m ²)	$\bar{\sigma}_c$ (T/m ²)	$\bar{\sigma}_o + \frac{\bar{\sigma}_c - \bar{\sigma}_o}{1.5}$ (T/m ²)	$\bar{\sigma}_p$ (T/m ²)
6.5	1.26	1.86	0.215	6.41	7.35	5.00	6.75	6.16	> 5.94
17.5	0.48	0.70	0.102	3.04	3.48	6.48	11.20	9.62	> 6.92
26.0	0.32	0.47	0.055	1.64	1.88	7.89	17.70	14.43	> 8.13
35.5	0.23	0.35	0.036	1.07	1.23	11.25	23.90	19.68	> 11.41

* Los valores de $\bar{\sigma}_c$ son obtenidos de las curvas de compresibilidad (E3 - E6)

Es aceptable que $D_f = 5.0$ m.

Estimación de Expansión

El diagrama de presión en agua será como indica la figura E.8 con línea punteada.

Se calcula en la siguiente tabla

$z-D_f$ (m)	$\Delta\sigma_{ex}$ (T/m ²)	Δu (T/m ²)	$\Delta\bar{\sigma}_v$ (T/m ²)	M_e (M ² /T)	H (m)	$\Delta\bar{\sigma}_v M_e H$ (m)
6.5	6.41	1.4	5.01	0.003	13	0.19
17.5	3.04	0.8	2.24	0.004	9	0.08
26.0	1.64	0.2	1.44	0.003	8	0.03
35.5	1.07	0.0	1.07	0.0025	8	0.02

Σ 0.32 m.

$\delta_e = 0.32$ m. Es excesivo

Segundo tanteo: $D_f = 5.0$ m, excavación por etapa. $D_1 = 3$ m y

$D_2 = 2.0$ m.

Estimación de expansión.

$$(\Delta\sigma_{ex})_{z=D_1} = 4.5 \text{ T/m}^2$$

Z-D ₁ (m)	m	n	I _v	Δσ _{ex} (T/m ²)	Δu (T/m ²)	Δσ _v (T/m ²)	M _e (m ² T/)	M (m)	Δσ _v M _e H (m)
8.5	1.00	1.47	0.195	3.51	1.40	2.11	0.003	13	0.08
19.5	0.43	0.64	0.088	1.58	0.80	0.78	0.004	9	0.03
27.7	0.30	0.45	0.052	0.93	0.20	0.73	0.003	8	0.01
37.8	0.22	0.33	0.032	0.57	0.00	0.57	0.0025	8	0.01

Σ 0.13 m.

$$\delta_e = 0.13 \text{ m, es aceptable.}$$

Sin embargo si se estima $\nu = 0.4$ como el valor promedio de toda la masa,

$$\nu_e = \frac{(1 + \nu)(1 - \nu)}{1 - \nu} = 0.466$$

$$\delta_e = \sum \nu_e \Delta \sigma_v M_e H = 0.466 \times 0.13 = 0.06 \text{ m.}$$

El valor real de δ_e sería un valor intermedio entre 13 y 6 cm.

Estimación de asentamiento por recompresión

$$\text{Para el caso } \Delta \sigma_{rc} = \Delta \sigma_v$$

se presenta el cálculo en la siguiente tabla

z (m)	$\Delta \bar{\sigma}_{rc} = \Delta \bar{\sigma}_v$ (T/m ²)	$\bar{\sigma}_o$ (T/m ²)	e_o	Δe	H_i (m)	$\frac{\Delta e}{1+e_o} H_i$ (m)	$\Delta \bar{\sigma}_{rc} / \bar{\sigma}_o$	ρ_e	$\rho_e \frac{\Delta e}{1+e_o} H$ (m)	ρ_e	$\rho_e \frac{\Delta e}{1+e_o} H_i$ (m)
11.5	2.11	5.00	7.5	0.18	13	0.28	0.422	0.64	0.17	0.49	0.13
22.5	0.78	6.48	8.2	0.06	9	0.05	0.120	0.26	0.01	0.17	0.00
31.0	0.73	7.89	6.25	0.01	8	0.01	0.09	0.20	0.00	0.13	0.00
40.5	0.57	11.25	1.45	0.00	8	0.00	0.05	0.12	0.00	0.07	0.00

35

Σ 0.13 m.

$$\delta_{re} = 0.13 \text{ m.}$$

Estimación de asentamiento por compresión.

Z (m)	$\bar{\sigma}_p$ (T/m ²)	$\bar{\sigma}_o$ (T/m ²)	e_o	Δe	H (m)	$\frac{\Delta e}{1+e_o} H$ (m)
11.5	6.13	5.00	7.3	0.09	13	0.14
22.5	7.04	6.48	8.2	0.00	9	0.00
31.0	8.19	7.89	6.25	0.00	8	0.00
40.5	11.45	11.25	1.45	0.00	8	0.00

$$\Sigma \quad 0.14 \text{ m.}$$

$$\delta_c = 0.14 \text{ m.}$$

El asentamiento total:

$$\delta = \delta_{rc} + \delta_c$$

$$\delta = 0.27 \text{ m.} \quad \text{es aceptable.}$$

Estimación de contracción de la plantilla

$$\text{se estima } M_{hm} = vMe = 0.4 \times 0.003 = 0.0012$$

$$B = 12.5 \text{ m}$$

$$b = 8.5 \text{ m}$$

Z (m)	Z/B	b/B	$\Delta\bar{\sigma}_{hp}$ (T/m ²)	$\Delta\bar{\sigma}_{hc}$ (T/m ²)	$\Delta\bar{\sigma}_{hm}$	$\delta_h = \Delta\bar{\sigma}_{hm} M_{hm} B$
5.7	0.456	0.68	0.645	1.29	1.075	0.016 m.

$$\delta_h = 2\text{cm.} \quad \text{aceptable.}$$

Revisión por capacidad de carga.

$$q_a = 1/3 c Nc + \gamma_m D_f$$

$$q_a = 1/3(2.15 \times 6.2) + 7.46$$

$$q_a = 11.90 \text{ T/m}^2$$

$$W = 4088.26 \text{ T.} \quad A = 418.63 \text{ m}^2$$

$$P = \frac{W}{A} = \frac{4088.26}{418.63}$$

$$P = 9.77 \text{ T/m}^2$$

$$q_a > P$$

La cimentación es aceptable.

VIII.5 RESUMEN DE LA CIMENTACION DEFINITIVA

De acuerdo con el análisis, la cimentación compensada se desplantará a una profundidad de 5 m. La excavación será por dos parte con las siguientes profundidades parciales:

$$D_1 = 3 \text{ m} \quad \text{y} \quad D_2 = 2 \text{ m}.$$

La expansión elástica será de unos 10 cm. El asentamiento por recompresión será de 13 cm y el por compresión, 14 cm. La contracción lateral será de 2 cm.

No existe el peligro de falla del fondo de excavación, no se necesita bombeo profundo. Sin embargo, se puede llegar a requerirlo si se desea reducir aún más las deformaciones.

IX. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las cimentaciones compensadas no son tan simples como lo es el principio de flotación en el cual se basa la idea fundamental de aquellas, puesto que en su realización se involucran los problemas inducidos por procedimientos constructivos y nuevas condiciones de frontera. Por lo tanto, como el primer punto de la conclusión y recomendación a la vez, es muy merecido un estudio cuidadoso de mecánica de suelos en tal tipo de cimentación.

La excavación de la cimentación, que es la primera etapa y obligatoria en cimentaciones compensadas, provoca dos tipos de deformación: expansión elástica y contracción lateral, acompañando a los problemas asociados que son asentamientos por recompresión y estabilidad de la excavación.

Las deformaciones por excavación y el asentamiento por recompresión se deben de predecir basando en parámetros adecuadamente obtenidos de laboratorio o de campo, mediante usos de teorías apropiadas.

La estabilidad de la excavación se divide en dos componentes: la estabilidad del talud y la estabilidad del fondo. Para la primera el análisis se hace en base de experiencias y

fórmulas empíricas proveyendo un sistema adecuado de observación de campo en obras importantes. Para la última, el análisis se hace aprovechando las teorías de capacidad de carga.

Tanto las deformaciones por excavación y asentamiento por recompresión como el peligro de ocurrir las fallas en la excavación están estrechamente relacionados con el alivio de es fuerzo efectivo por la excavación, y se pueden reducir seleccionando alguno o algunos de los métodos de reducción de deformación por la excavación. Si se emplea bombeo de agua freática el abatimiento de NAF no debe sobrepasar aquel valor límite tal que el asentamiento provocado en estructuras vecinas sea excesivo.

Sólo en suelos preconsolidados es recomendable la apli cación de cimentaciones parcialmente compensadas, con la condición de que la presión aplicada no exceda la presión de preconsolidación para evitar un asentamiento fuerte por compresión. Con el fin de asegurarlo, en la práctica se utiliza un factor de seguridad.

En edificios esbeltos, la cimentación debe de ser dise ñada para resistir el momento de volteo y la fuerza cortante provocados por las sollicitaciones accidentales.

En todos casos los requisitos de capacidad de carga se

deben de cumplir.

Cabe señalar finalmente que en este tipo de cimentación aún existen muchas incertidumbres, tales como la estimación de expansiones, asentamientos, la presión en agua y el efecto del factor tiempo sobre ellos, etc. La presente tesis es una primera aproximación a estos problemas, se esperan más trabajos e investigaciones en el futuro.

REFERENCIAS

1. Zeevaert, L.
Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions
Capítulos II y VII
Van Nostrand Reinhold, Co.
2. Reséndiz D.
Información Reciente sobre las Características del Subsue-
lo y la Práctica de la Ingeniería de Cimentaciones en la
Ciudad de México.

V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos
3. Raúl J. Marsal, y Marcos Mazari
El Subsuelo de la Ciudad de México
U.N.A.M. Facultad de Ingeniería
4. Poulos, H.G.
Elastic Solution for Soil and Rock Mechanics
John Wiley & Sons. Inc.
5. A. Demeneghi Colina
Cimentaciones Compensadas
6. Juárez Badillo y Rico, Rodríguez.
Mecánica de Suelos Tomo II y III
Limusa
7. Karl Terzaghi y R.B. Peck
Mecánica de Suelos en Ingeniería Práctica
El Ateneo
8. R.B. Peck
Deep Excavation and Tunnelling in Soft Ground

State of The Art Volume
VII International Conference on Soil Mechanics and
Foundation Engineering México 1969.

9. Joseph E. Bowles
Foundation Analysis and Design
McGraw - Hill 1968.

GRAFICAS Y TABLAS

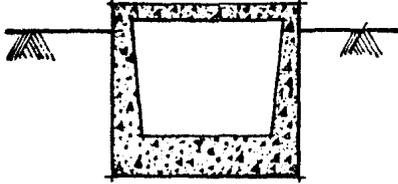
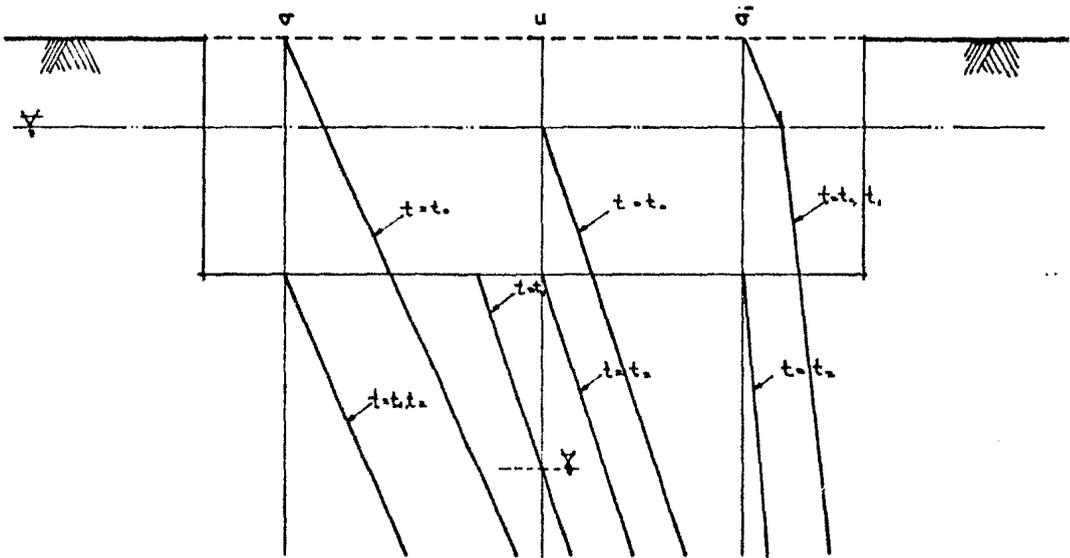


Fig 1. Cajón de cimentación



- t_0 - antes de excavación
 t_1 - largo plazo después de la excavación, con drenaje superficial
 t_2 - inmediatamente después de excavación

Fig 2. Diagrama de esfuerzos

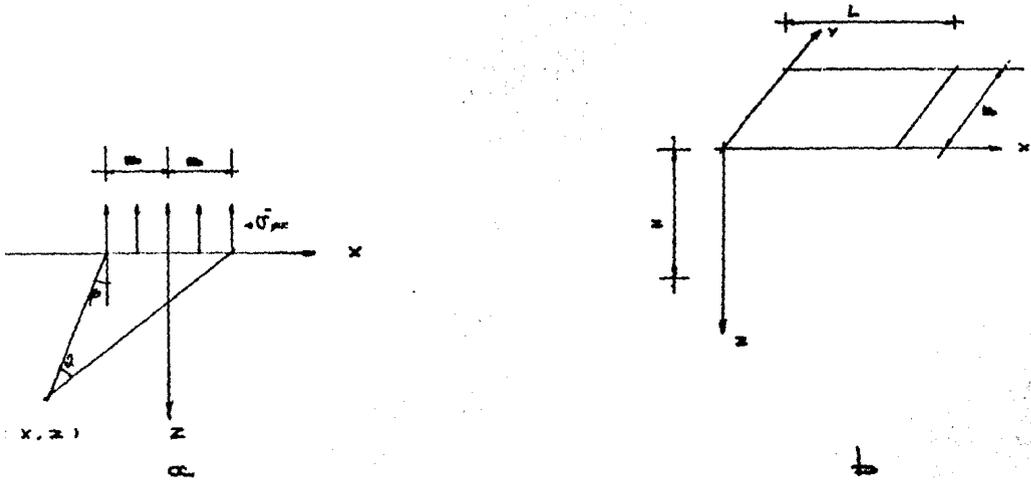


Fig 3 Tipos usuales de descarga
 a. árgua de faja, longitud infinita
 b. árgua rectangular

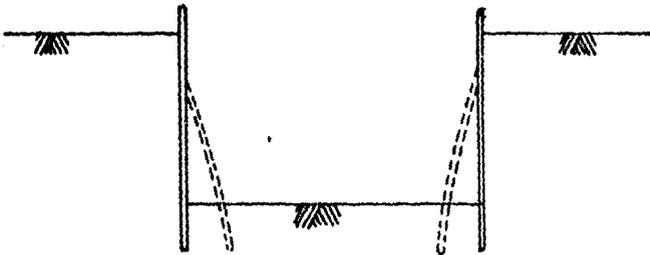
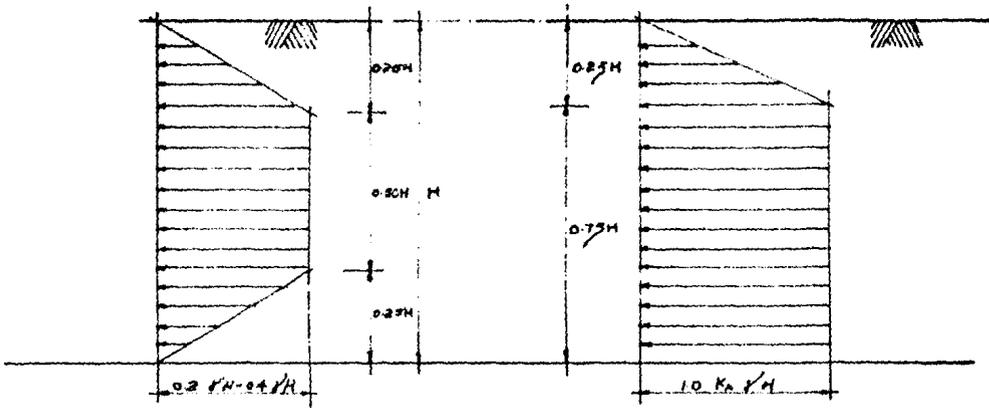


Fig 4. Contracción lateral



$$K_0 = 1 - m \frac{2c}{\gamma H}$$

$$0.4 \leq m \leq 1$$

Fig 5 Diagrama de empuje aparente para el cálculo de troqueles
 a Para arcillas duras
 b Para arcillas blandas o medias

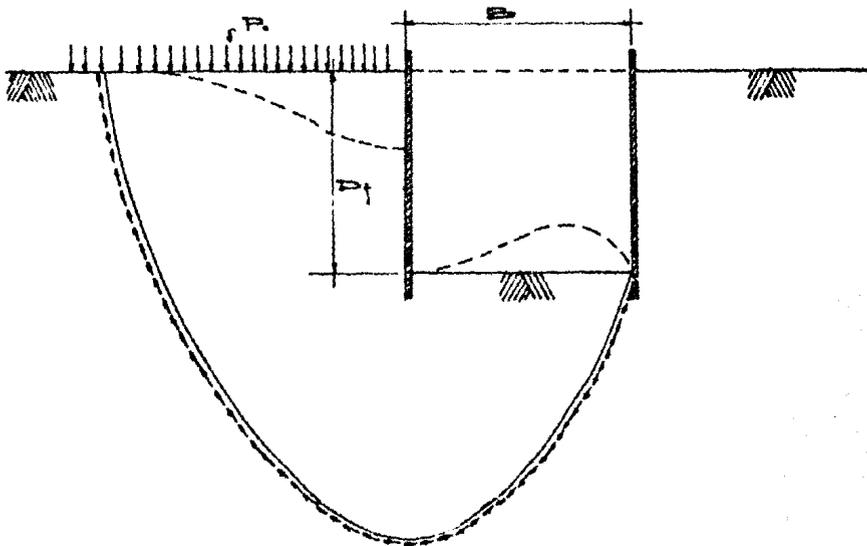
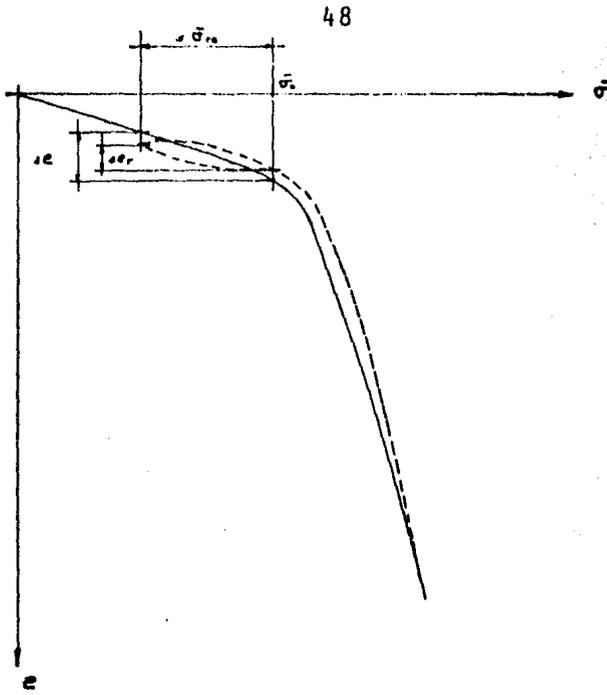


Fig 6 Falla de fondo



— curva de laboratorio
 - - - - - curva de campo

Fig 7 Comportamiento de recompression de arcilla blandas

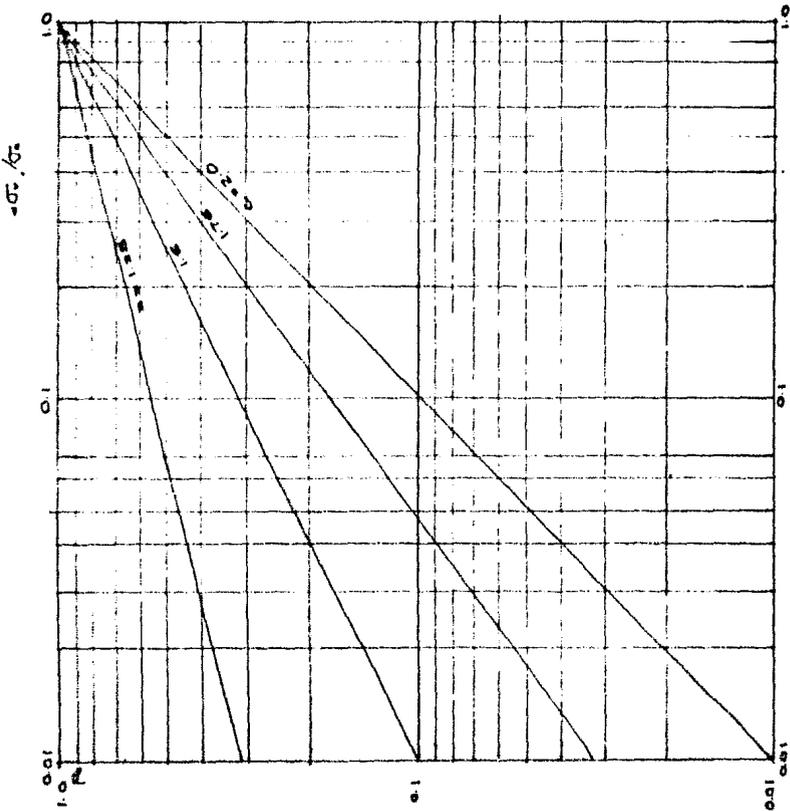
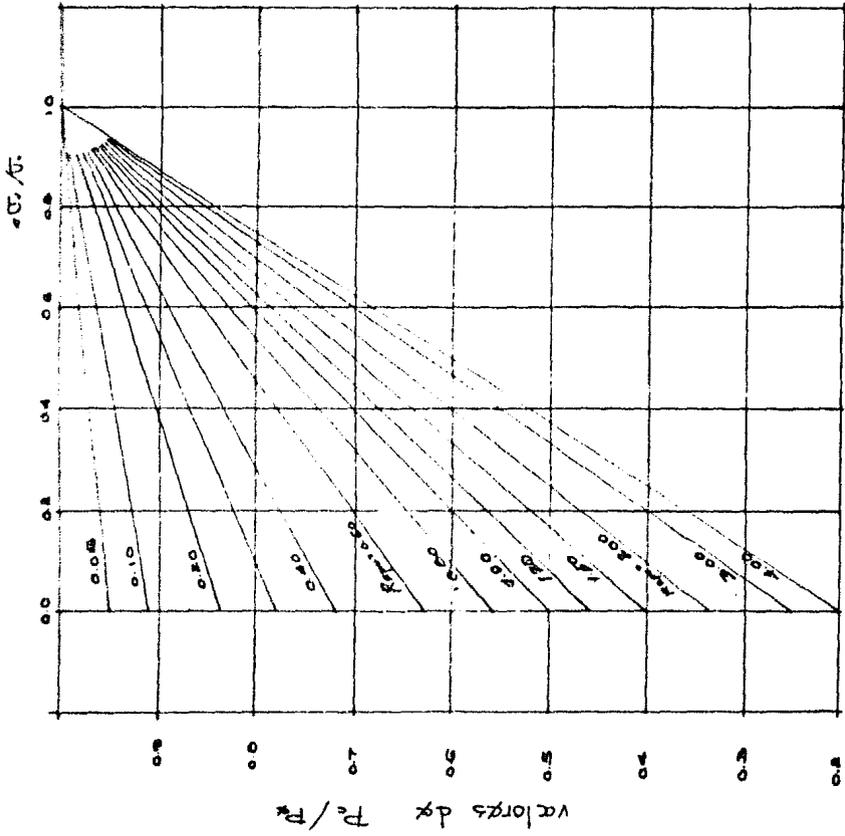


Fig 8 Factor de recompression

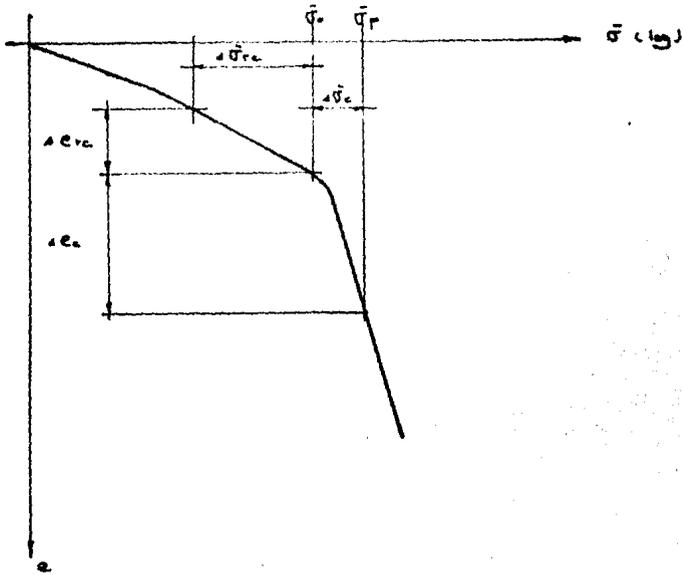


Fig 9 Comportamiento de arcillas normalmente consolidadas en compresión

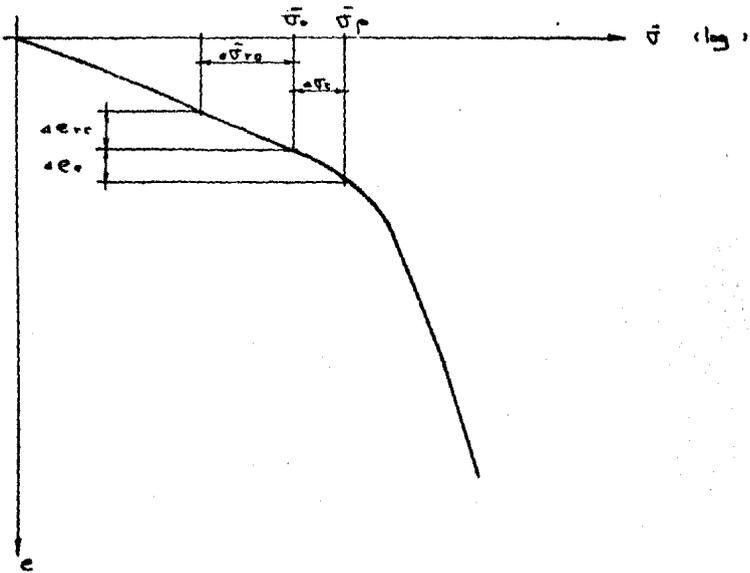


Fig 10 Comportamiento de arcillas preconsolidadas en compresión

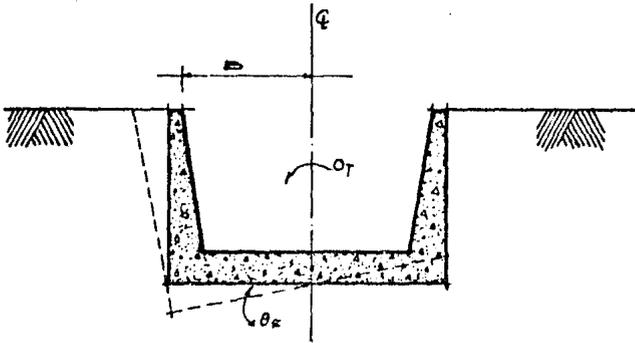


Fig. 11 Comportamiento de cimentaciones compensadas sujetas a momento de vuelco

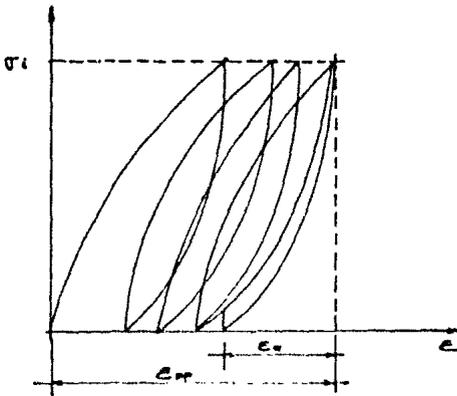


Fig. 12. Curva esfuerzo - deformación en pruebas no confinadas con cargas repetidas

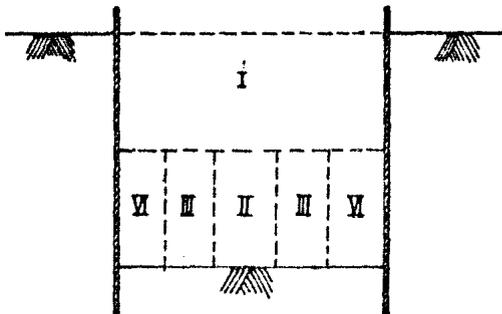
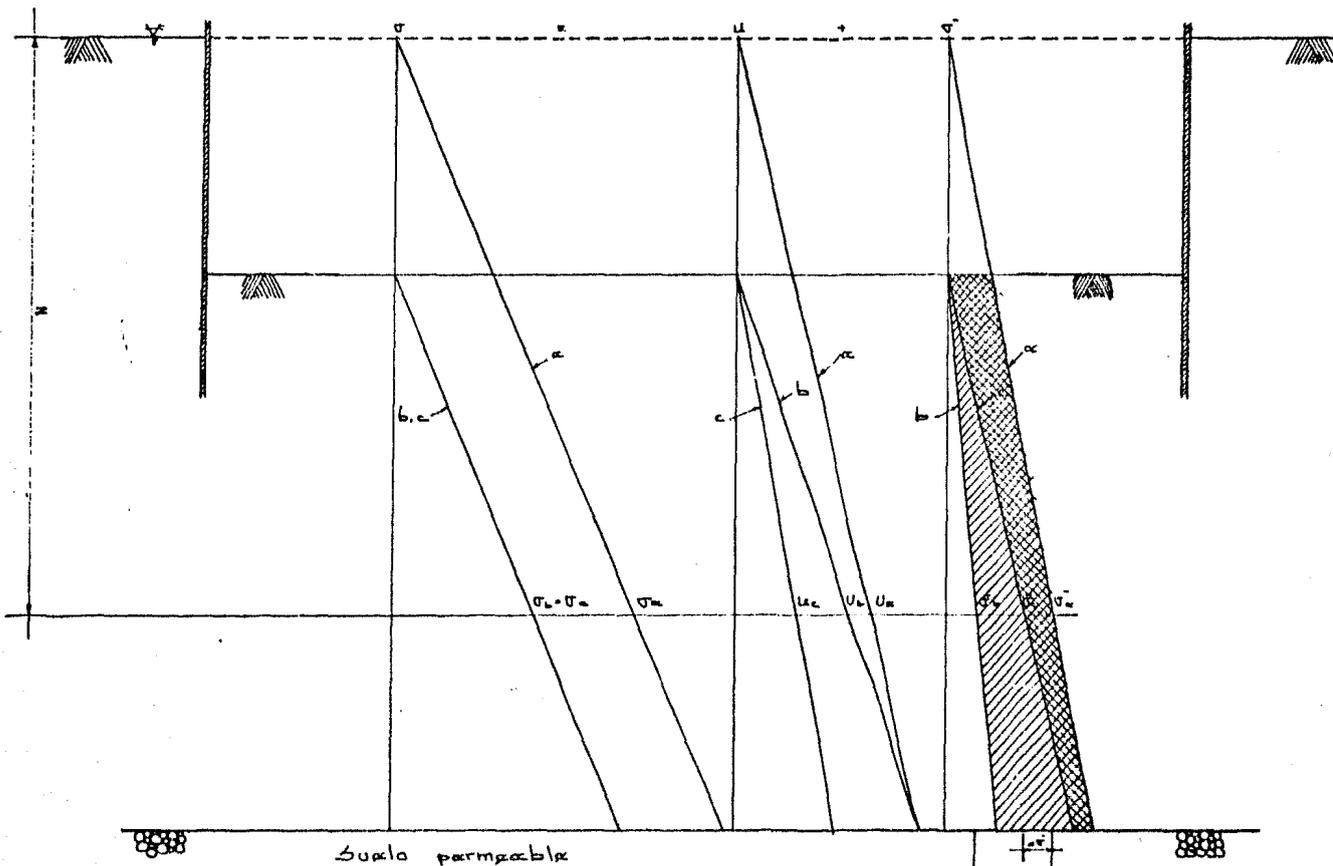


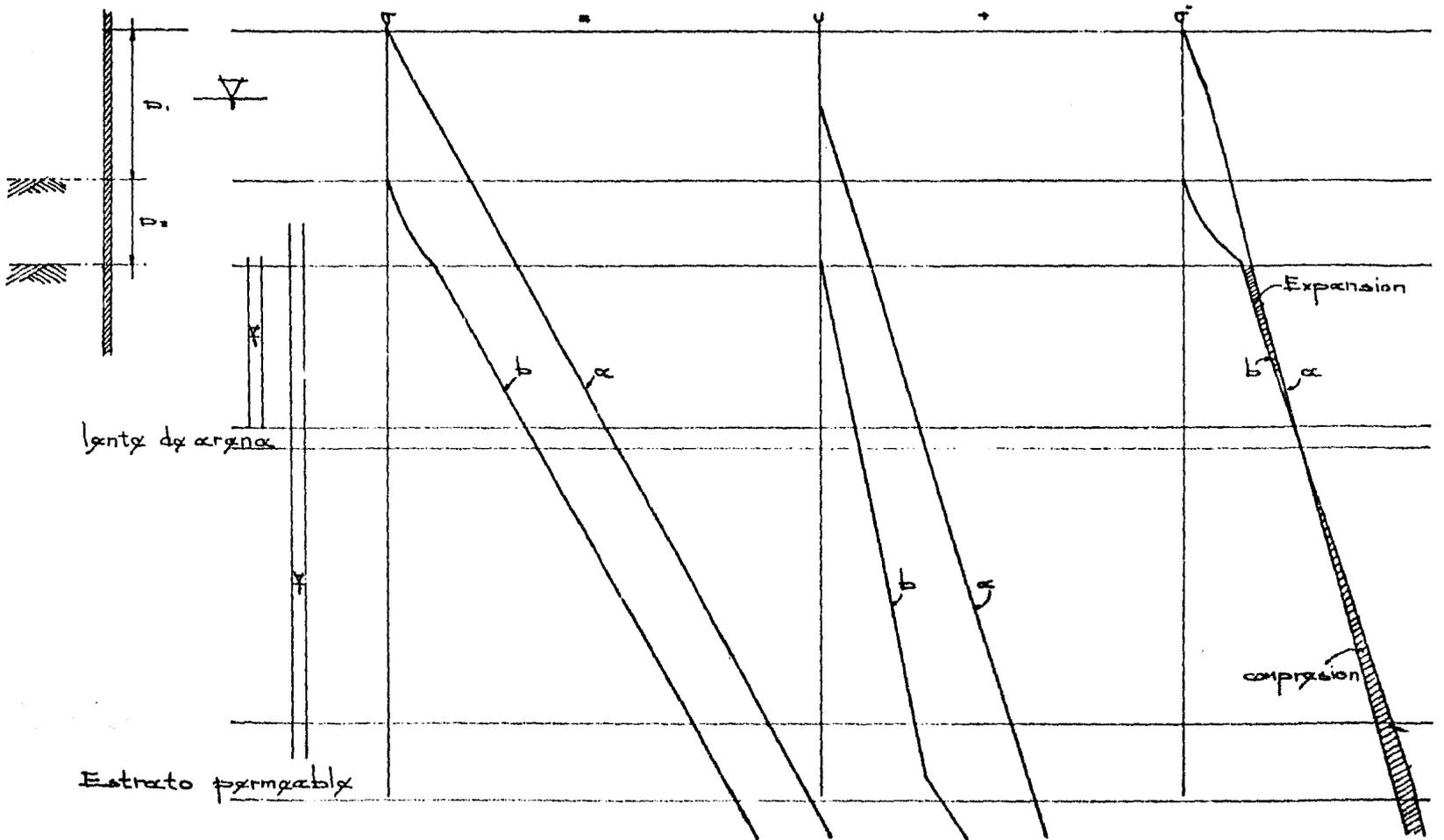
Fig 13 Excavación por etapas



- a- antes de la excavacion
 b- despues de la excavacion, a largo plazo, sin bombeo profundo
 mantenimiento en seco la excavacion
 c- despues de excavacion, a largo plazo, con bombeo profundo mantenimiento
 en seco la excavacion

- Expansion sin bombeo profundo
 Expansion con bombeo profundo

Fig 14 Efecto de bombeo profundo



a. antes de excavación
 b. despues de excavación, flujo establecido

Fig 15 Métodos combinados

TABLA A
FACTORES DE INFLUENCIA

L/B	Z/B	I_v	I_n
0	0	1.0000	1.0000
	.5	.9594	.4498
	1	.8183	.1817
	1.5	.6678	.0803
	2	.5508	.0410
	2.5	.4617	.0228
	3	.3954	.0138
	3.5	.3457	.0091
	4	.3050	.0061
0.5	0	1.0000	1.0000
	.25	.9787	.6214
	.5	.9028	.3920
	1	.7352	.1863
	1.5	.6078	.0994
	2	.5107	.0542
	2.5	.4372	.334
1	.25	.4996	.4208
	.5	.4969	.3472
	1	.4797	.2250
	1.5	.4480	.1424
	2	.4095	.0908
	2.5	.3701	.0595
1.5	.25	.0177	.2079
	.5	.0892	.2850
	1	.2488	.2137
	1.5	.2704	.1807
	2	.2876	.1268
	2.5	.251	.0892
2	.25	.0027	.0987
	.5	.0194	.1714
	1	.0776	.2021
	1.5	.1458	.1847
	2	.1847	.1456
	2.5	.2045	.1256
2.5	.5	.0068	.1104
	1	.0357	.1615
	1.5	.0771	.1645
	2	.1139	.1447
	2.5	.1409	.1205
3	.5	.0026	.0741
	1	.0171	.1221
	1.5	.0427	.1368
	2	.0705	.1341
	2.5	.0952	.1196
	3	.1139	.1019

TABLA B
VALORES DE I_v PARA AREA RECTANGULAR CON CARGA UNIFORME

B/L	0	0.1	0.2	1/3	0.4	0.5	2/3	1	1.5	2	2.5	3	5	10	
z/L															
0	0.000	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250
0.2	0.000	0.137	0.204	0.234	0.240	0.244	0.247	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249
0.4	0.000	0.076	0.136	0.187	0.202	0.218	0.231	0.240	0.243	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244
0.5	0.000	0.061	0.113	0.164	0.191	0.200	0.218	0.232	0.238	0.239	0.240	0.240	0.240	0.240	0.240
0.6	0.000	0.051	0.096	0.143	0.161	0.182	0.204	0.223	0.231	0.233	0.234	0.234	0.234	0.234	0.234
0.8	0.000	0.037	0.071	0.111	0.127	0.148	0.173	0.200	0.214	0.218	0.219	0.220	0.220	0.220	0.220
1	0.000	0.028	0.055	0.087	0.101	0.120	0.145	0.175	0.194	0.200	0.202	0.203	0.204	0.205	0.205
1.2	0.000	0.022	0.043	0.069	0.081	0.098	0.121	0.152	0.173	0.182	0.185	0.187	0.189	0.189	0.189
1.4	0.000	0.018	0.035	0.056	0.066	0.080	0.101	0.131	0.154	0.164	0.169	0.171	0.174	0.174	0.174
1.5	0.000	0.016	0.031	0.051	0.060	0.073	0.092	0.121	0.145	0.156	0.161	0.164	0.166	0.167	0.167
1.6	0.000	0.014	0.028	0.046	0.055	0.067	0.085	0.112	0.136	0.148	0.154	0.157	0.160	0.160	0.160
1.8	0.000	0.012	0.024	0.039	0.046	0.056	0.072	0.097	0.121	0.133	0.140	0.143	0.147	0.148	0.148
2	0.000	0.010	0.020	0.033	0.039	0.048	0.061	0.084	0.107	0.120	0.127	0.131	0.136	0.137	0.137
2.5	0.000	0.007	0.013	0.022	0.027	0.033	0.043	0.060	0.080	0.093	0.101	0.106	0.113	0.115	0.115
3	0.000	0.005	0.010	0.016	0.019	0.024	0.031	0.045	0.061	0.073	0.081	0.087	0.096	0.099	0.099
4	0.000	0.003	0.006	0.009	0.011	0.014	0.019	0.027	0.038	0.048	0.055	0.060	0.071	0.076	0.076
5	0.000	0.002	0.004	0.006	0.007	0.009	0.012	0.018	0.026	0.033	0.039	0.043	0.055	0.061	0.062
10	0.000	0.000	0.001	0.002	0.002	0.002	0.003	0.005	0.007	0.009	0.011	0.013	0.020	0.028	0.032
15	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.003	0.004	0.005	0.006	0.010	0.016	0.021
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.004	0.006	0.010	0.016
50	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.002	0.006

TABLA C
VALORES DE K_2

B/L	0	0.1	0.2	1/3	0.4	0.5	2/3	1	1.5	2	2.5	3	5	10
z/L														
0	0.000	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250
0.2	0.000	0.069	0.116	0.149	0.159	0.169	0.177	0.177	0.184	0.187	0.188	0.188	0.188	0.188
0.4	0.031	0.031	0.058	0.085	0.095	0.106	0.118	0.128	0.133	0.134	0.134	0.134	0.135	0.135
0.5	0.000	0.022	0.043	0.064	0.073	0.083	0.083	0.094	0.105	0.110	0.112	0.112	0.112	0.113
0.6	0.000	0.017	0.032	0.049	0.056	0.065	0.075	0.086	0.091	0.093	0.093	0.094	0.094	0.094
0.8	0.000	0.009	0.018	0.029	0.034	0.040	0.047	0.057	0.062	0.064	0.064	0.065	0.065	0.065
1	0.000	0.006	0.011	0.018	0.021	0.025	0.030	0.037	0.042	0.044	0.045	0.045	0.045	0.045
1.2	0.000	0.003	0.007	0.011	0.013	0.016	0.020	0.025	0.029	0.031	0.031	0.032	0.032	0.032
1.4	0.000	0.002	0.004	0.007	0.008	0.010	0.013	0.017	0.020	0.022	0.023	0.023	0.023	0.023
1.5	0.000	0.002	0.004	0.006	0.007	0.008	0.011	0.014	0.017	0.019	0.019	0.020	0.020	0.020
1.6	0.000	0.001	0.003	0.005	0.006	0.007	0.009	0.012	0.015	0.016	0.017	0.017	0.017	0.017
1.8	0.000	0.001	0.002	0.003	0.004	0.005	0.006	0.008	0.011	0.012	0.012	0.013	0.013	0.013
2	0.000	0.001	0.001	0.002	0.003	0.003	0.004	0.006	0.008	0.009	0.009	0.010	0.010	0.010
2.5	0.000	0.000	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.004	0.005	0.005	0.005	0.006	0.006	0.006
3	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003
4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001
10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
50	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

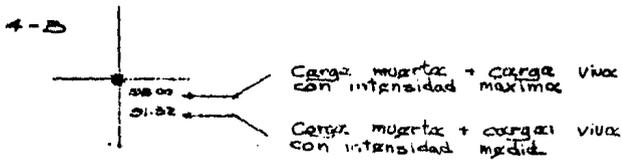
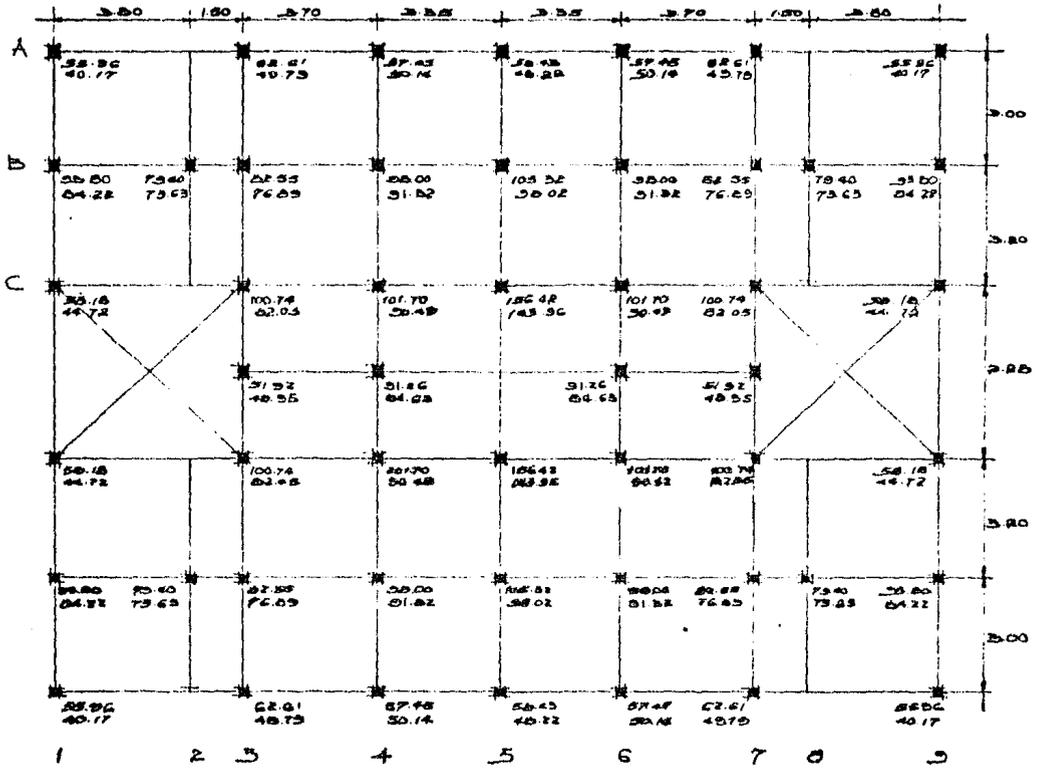


Fig. E-1. Planta del edificio

ESTRATIGRAFIA REPRESENTATIVA

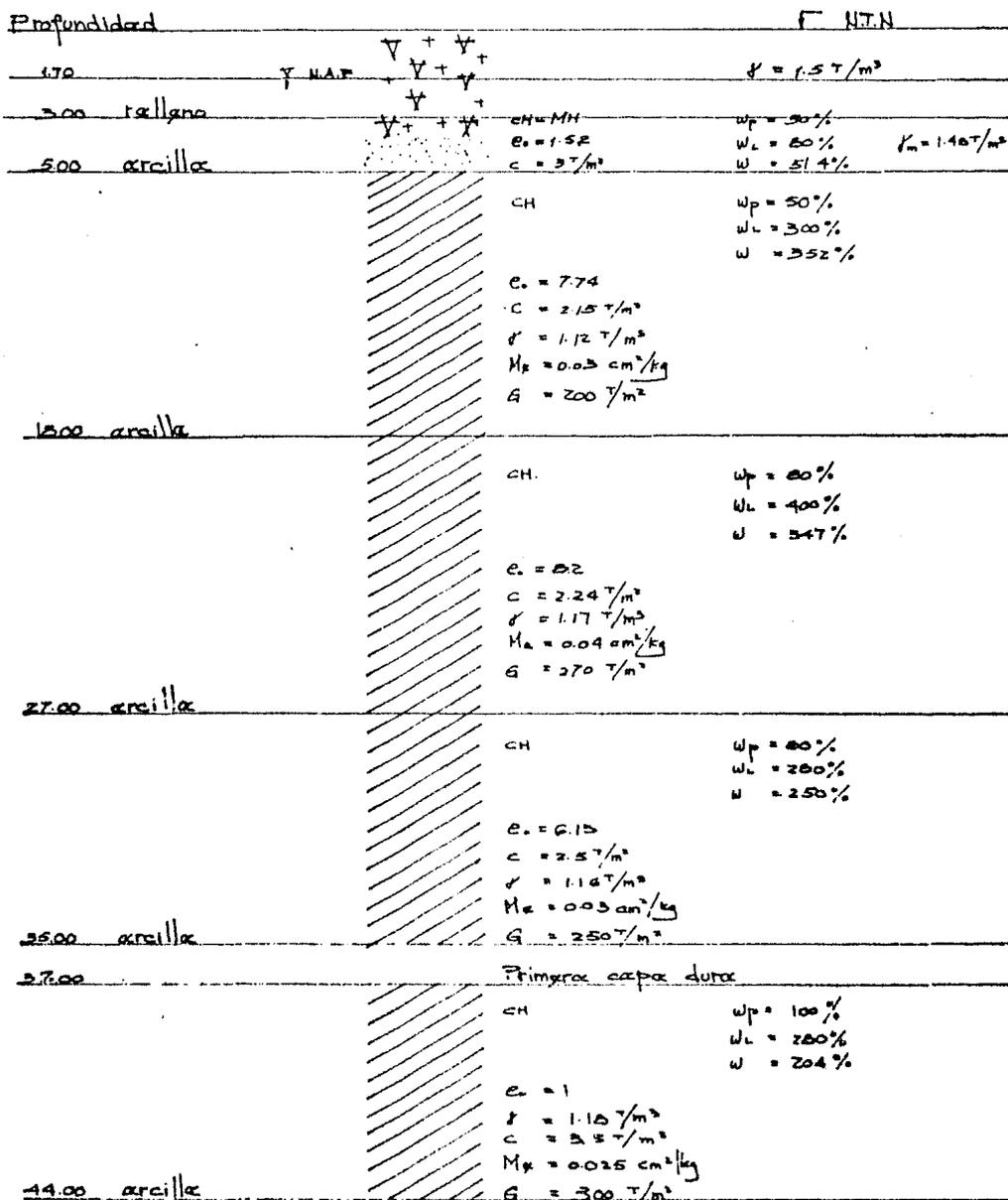


Fig. F. P.

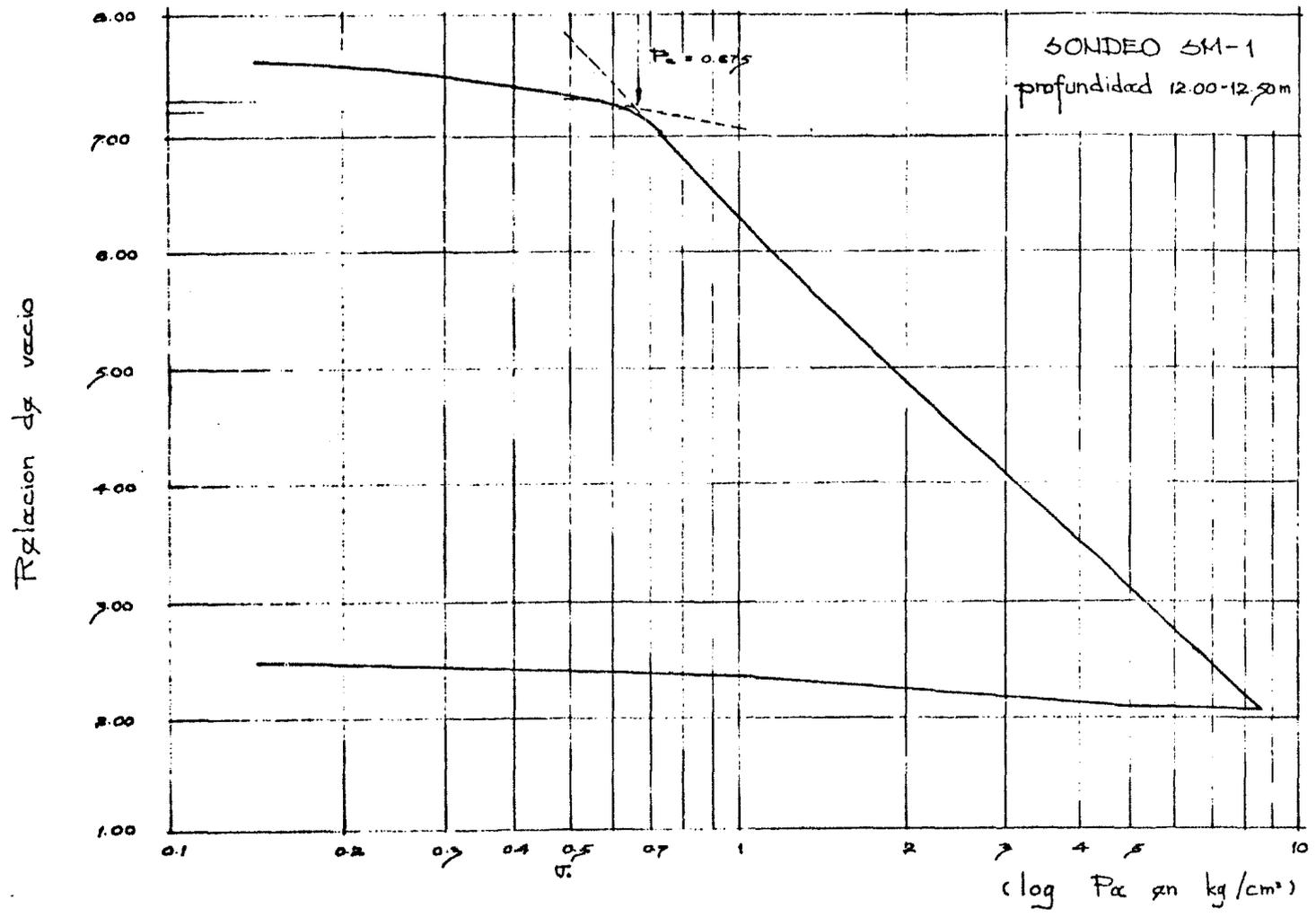


Fig. E.3. Pruebas de consolidacion

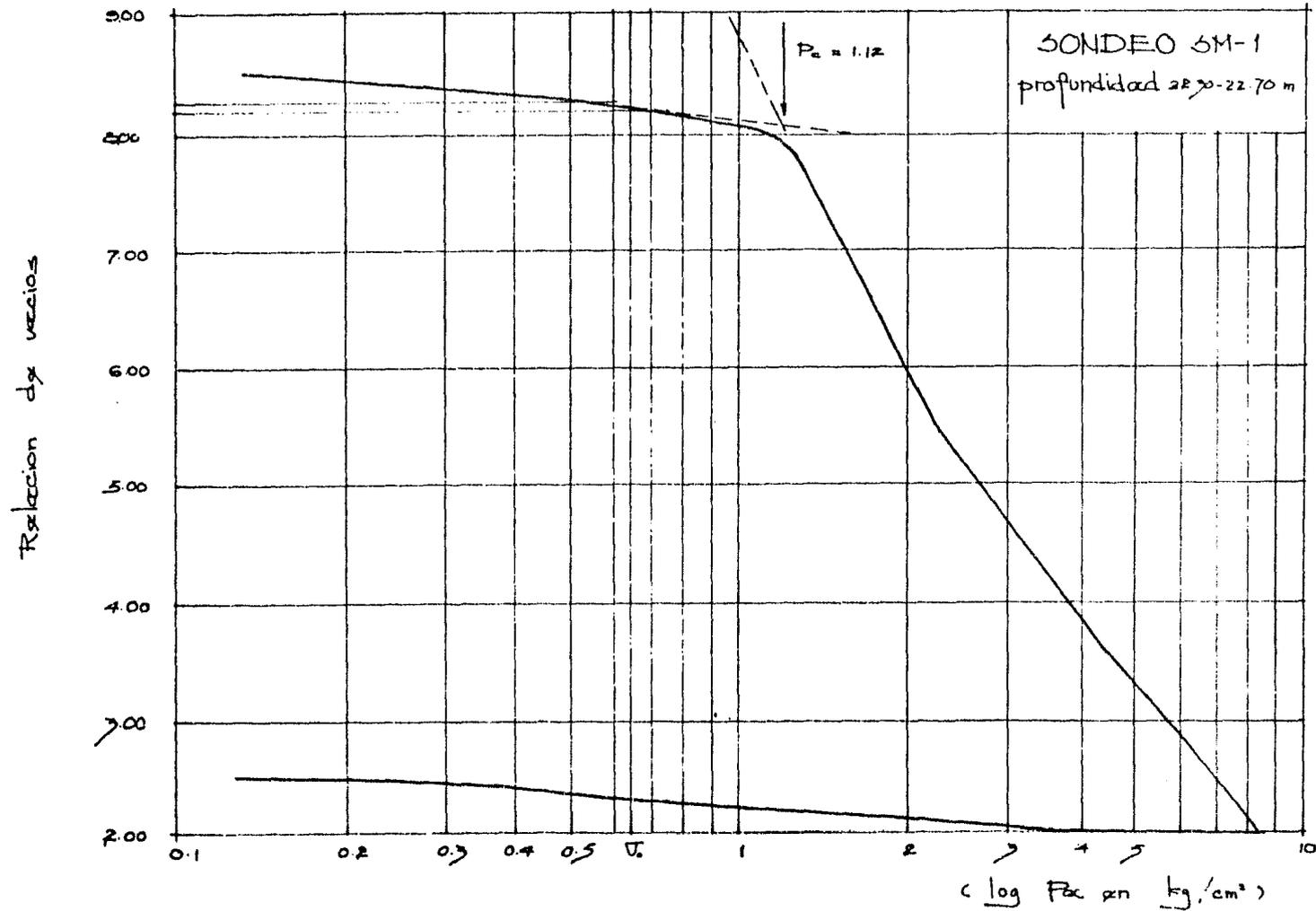


Fig. E-4. Pruebas de consolidacion

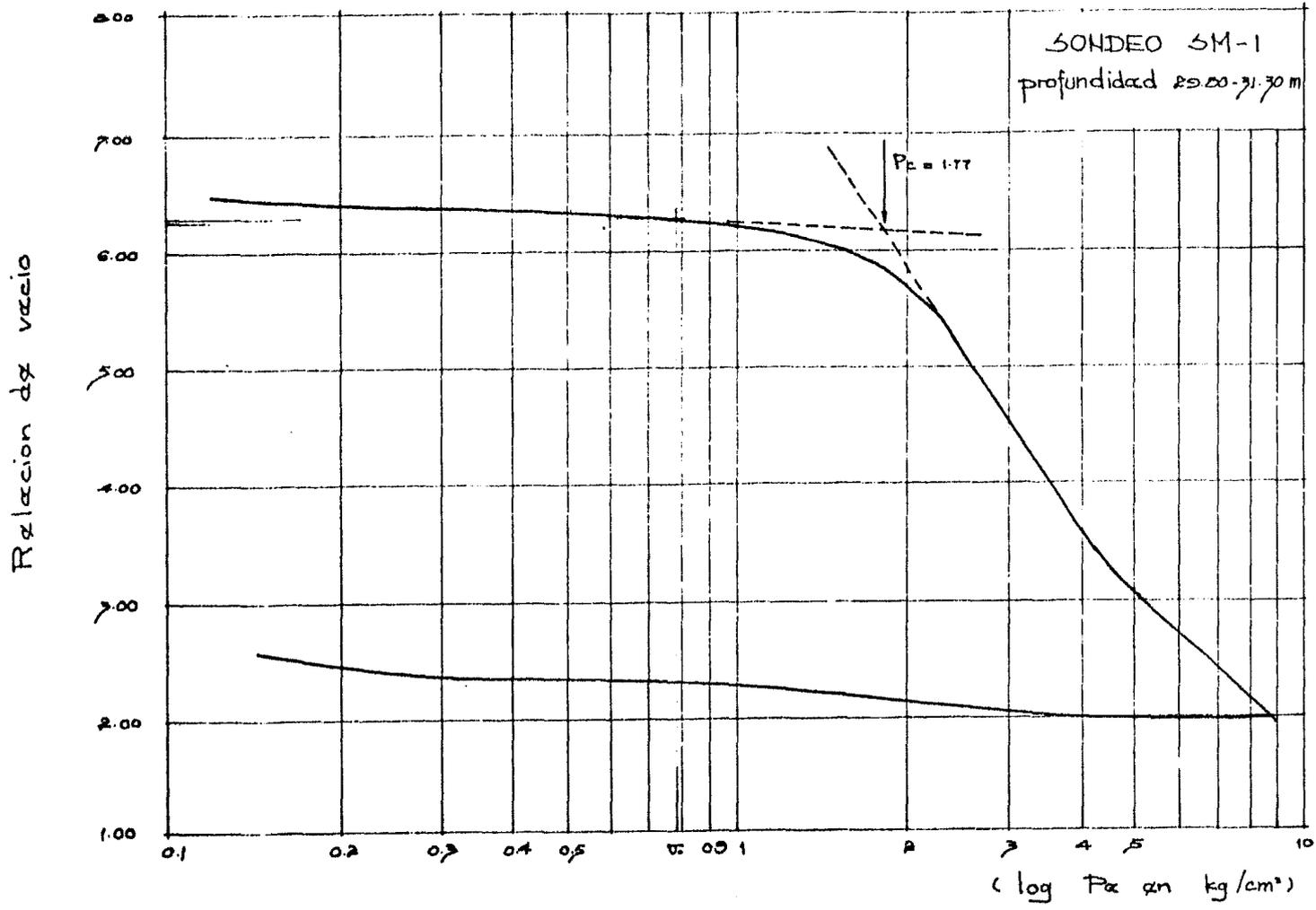


Fig. E.5. Pruebas de consolidacion

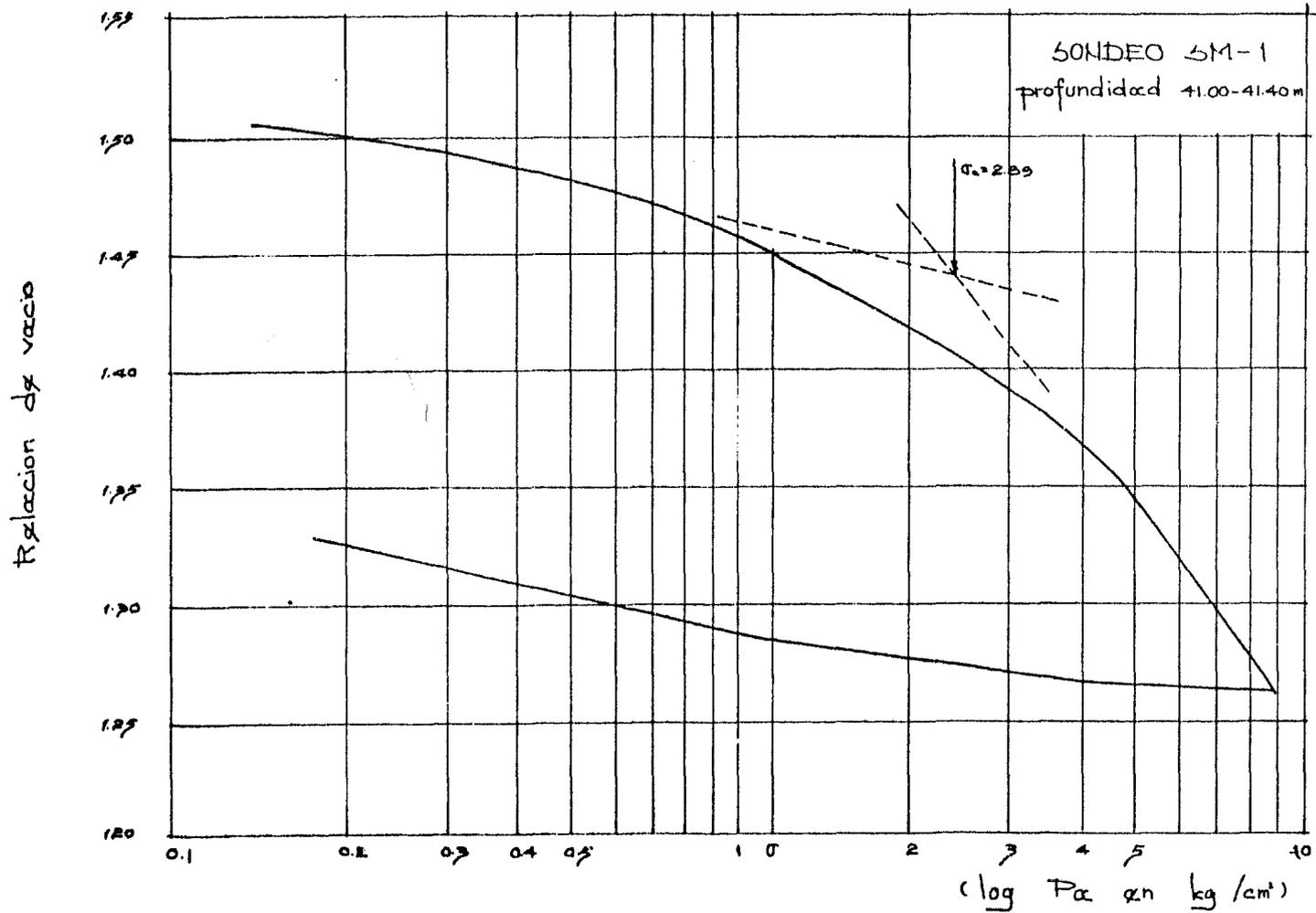


Fig. E.6 Prueba de consolidación

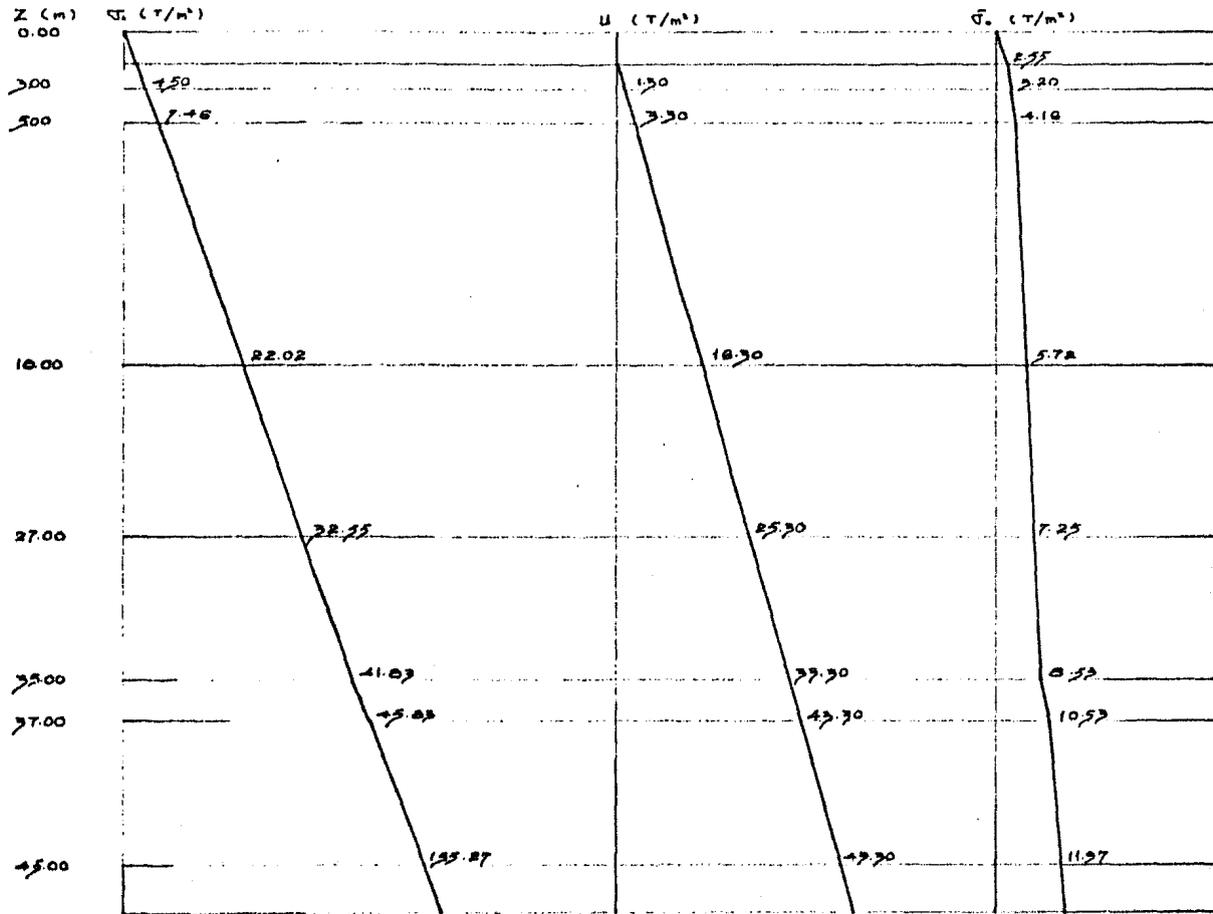


Fig. E.7. Diagramas de esfuerzos

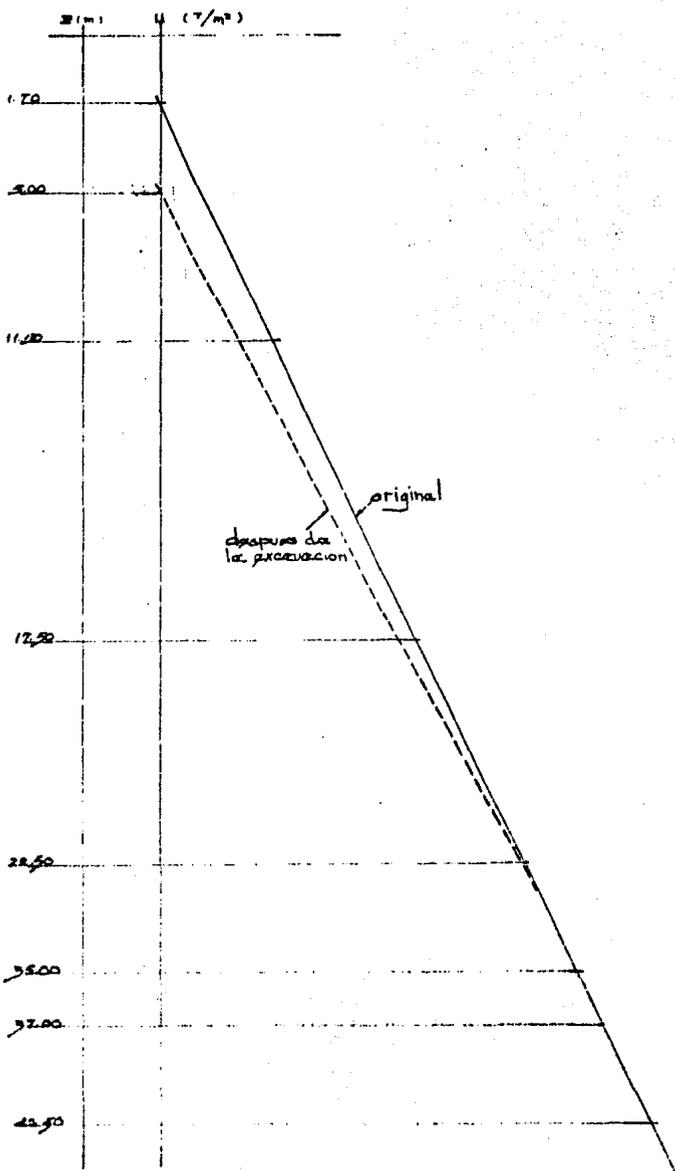


Fig E8 Diagramas de presión en el agua

APENDICE A. TEORIA DE DR. ZEEVAERT DE EXPANSION ELASTICA
Y ASENTAMIENTOS POR RECOMPRESION

Las relaciones típicas de esfuerzo-deformación son las que muestran la figura A1 y A2. La gráfica A-1 muestra el comportamiento correspondiente a varios ciclos de carga-descarga, la A-2 muestra el correspondiente a una descarga parcial.

Observansé en las gráficas que las histéresis de descarga completa son paralelas (A-1) la deformación en descarga parcial es menor que la en descarga completa (A-2) y un tercer punto, por efecto de histéresis, la deformación por compresión es mayor que la por expansión, bajo la misma magnitud de cambio de esfuerzo.

Se define

$$\alpha_0 = \frac{\epsilon_{0C}}{\epsilon_0} \dots \dots \dots A-1$$

Y

$$\alpha_r = \frac{\epsilon_{rC}}{\epsilon_r} \dots \dots \dots A-2$$

$$\text{entonces } \frac{\epsilon_{rC}}{\epsilon_{0C}} = \frac{\epsilon_r}{\epsilon_0} \frac{\alpha_r}{\alpha_0} \dots \dots \dots A-3$$

Pero.

$$\epsilon = a \sigma^c \dots \dots \dots \text{II-6}$$

$$\frac{\epsilon_{rc}}{\epsilon_0} = \left(\frac{\sigma_r}{\sigma_0}\right)^c \frac{\alpha_r}{\alpha_0} \dots \dots \dots \text{A-4}$$

$$\text{A-4} \times \frac{\sigma_0}{\sigma_r} : \frac{\epsilon_{rc}}{\epsilon_{0c}} \frac{\sigma_0}{\sigma_r} = \left(\frac{\sigma_r}{\sigma_0}\right)^c \frac{\alpha_r}{\alpha_0} \frac{\sigma_0}{\sigma_r} \dots \dots \text{A-5}$$

$$\frac{\epsilon_{rc}}{\sigma_r} \left(\frac{\epsilon_{0c}}{\sigma_0}\right)^{-1} = \left(\frac{\sigma_r}{\sigma_0}\right)^{c-1} \frac{\alpha_r}{\alpha_0} \dots \dots \text{A-6}$$

se denota M al módulo secante de compresión:

$$M = \frac{\epsilon}{\sigma} \dots \dots \dots \text{A-7}$$

entonces:

$$\frac{\epsilon_{rc}}{\sigma_r} = M_{rc} \quad \text{y} \quad \frac{\epsilon_{0c}}{\sigma_0} = M_0$$

Por lo tanto

$$\frac{M_{rc}}{M_0} = \left(\frac{\sigma_r}{\sigma_0}\right)^{c-1} \frac{\alpha_r}{\alpha_0}$$

Sea

$$\rho_c = \frac{M_{rc}}{M_0}$$

$$\rho_c = \frac{M_{rc}}{M_0} = \left(\frac{\sigma_r}{\sigma_0}\right)^{c-1} \frac{\alpha_r}{\alpha_0} \dots \dots \text{A-8}$$

Considerarse ahora el tramo de expansión (Fig. A-2).

$$M_{er} = \frac{\epsilon_r}{\sigma_r} \dots \dots \dots A-9$$

otra vez induciendo la ec II-6: $\epsilon = a \sigma^c$

$$M_{er} = a \sigma_r^{c-1}$$

$$\frac{M_{er}}{M_o} = \left(\frac{\sigma_r}{\sigma_o} \right)^{c-1}$$

se define el factor de alivio de esfuerzo de expansión P_e por la expresión:

$$P_e = \left(\frac{\sigma_r}{\sigma_o} \right)^{c-1} \dots \dots \dots A-10$$

$$P_e = \frac{M_{er}}{M_o} \dots \dots \dots A-11$$

sustituyendo A-10 en A-8

$$P_c = P_e \frac{\alpha_r}{\alpha_o} \dots \dots \dots A-12$$

De la gráfica:

$$\frac{\epsilon_{rc}}{\epsilon_{oc}} = \frac{\epsilon_r + \epsilon_{vpr}}{\epsilon_o + \epsilon_{vp\sigma}} = \frac{\epsilon_r}{\epsilon_o} \frac{1 + \frac{\epsilon_{vpr}}{\epsilon_r}}{1 + \frac{\epsilon_{vp\sigma}}{\epsilon_o}}$$

haciendo

$$K_{vpr} = \frac{\epsilon_{vpr}}{\epsilon_r} \quad \text{y} \quad K_{vpo} = \frac{\epsilon_{vpo}}{\epsilon_o}$$

entonces

$$\frac{\epsilon_{rc}}{\epsilon_o} = \frac{\epsilon_r}{\epsilon_o} \frac{1 + K_{vpr}}{1 + K_{vpo}} \dots \dots \dots \text{A-13}$$

comparando A-13 y A-3, se tiene

$$\frac{\alpha_r}{\alpha_o} = \frac{1 + K_{vpr}}{1 + K_{vpo}}$$

se supone que se cumple $\frac{K_{vpr}}{K_{vpo}} \approx \frac{\sigma_r}{\sigma_o}$

$$K_{vpr} = \frac{\sigma_r}{\sigma_o} K_{vpo}$$

$$\therefore \frac{\alpha_r}{\alpha_o} = \frac{1 + K_{vpo} \frac{\sigma_r}{\sigma_o}}{1 + K_{vpo}}$$

denotando $\frac{\alpha_r}{\alpha_o} = f(K_{vp}, \frac{\sigma_r}{\sigma_o}) \dots \dots \dots \text{A-14}$

sustituyendo A-14 en A-12

$$\rho_c = \rho_e f(K_{up}, \frac{\sigma_r}{\sigma_o}) \dots \dots \dots \text{A-15}$$

Los valores de P_e y P_c se obtienen de la Fig. 8.

finalmente las deformaciones son:

$$\delta_e = \sum_i \rho_{ei} v_c (M_{e0})_i (\Delta\sigma_{ex})_i H_i \dots \dots \text{A-16}$$

Y

$$\delta_c = \sum_i \rho_{ci} (m_{vc})_i (\Delta\sigma_{ex})_i H_i \dots \dots \dots \text{A-17}$$

APENDICE B. TEORIA DEL DR. L. ZEEVAERT SOBRE MOMENTO
DE VOLTEO

HIPOTESIS

1. El cajón de cimentación se comporta como cuerpo rígido.
2. Es nulo el desplazamiento entre la losa de cimentación y el suelo debajo de ella debido a que la fuerza cortante en la base de la cimentación es resistido por el suelo con un amplio factor de seguridad.
3. La reacción del suelo es elástico.
4. El cajón de cimentación gira alrededor del eje central de la losa.
5. El suelo es comprimido en un lado de muro de retención con una distribución uniforme de esfuerzo.
6. La reacción vertical al momento de volteo en la base de la estructura de cimentación tiene distribución lineal y es válida la suma directa de ésta con la reacción estática.

Según estas hipótesis la situación será la que indica la figura B.1.

Por equilibrio:

$$O_T = \frac{1}{2} dR_h + \frac{4}{3} B \Delta\theta \dots \dots \dots B-1$$

Por geometría:

$$\delta_h = \frac{1}{2} d \Delta\theta \quad \text{y} \quad \delta_v = \frac{2}{3} B \Delta\theta$$

$$\frac{\delta_h}{\delta_v} = \frac{3}{4} \frac{d}{B}$$

Si K_{vl} y K_{hl} son modulos lineales de cimentación en direcciones horizontales y verticales, entonces:

$$R_h = K_{hl} \delta_h \quad \text{y} \quad R_v = K_{vl} \delta_v$$

$$\frac{R_h}{R_v} = \frac{K_{hl}}{K_{vl}} \frac{\delta_h}{\delta_v}$$

$$\frac{R_h}{R_v} = \frac{3}{4} \frac{K_{hl}}{K_{vl}} \frac{d}{B} \quad \dots \quad \text{B-2}$$

Resolviendo las ecuaciones B-1 y B-2 se obtendrán

$$R_h = \frac{2}{d \left[1 + \frac{32}{9} \frac{K_{vl}}{K_{hl}} \frac{B^2}{d^2} \right]} O_T$$

Y

$$R_v = \frac{3}{4B \left[1 + \frac{9}{32} \frac{K_{hl}}{K_{vl}} \frac{d^2}{B^2} \right]} O_T \quad \dots \quad \text{B-3}$$

Los incrementos de esfuerzo en el borde:

$$\Delta\sigma_h = \frac{R_h}{d} \quad ; \quad \Delta\sigma_v = \pm \frac{2R_v}{B}$$

y el ángulo de rotación es:

$$\Delta\theta = \frac{3}{2} \frac{R_v}{K_{v1} B} \dots \dots \dots \text{B-4}$$

Denotado O_{TB} la parte del momento de volteo que toma la losa de cimentación, el módulo de rotación será:

$$K_{\theta B} = \frac{O_{TB}}{\Delta\theta}$$

pero

$$O_{TB} = \frac{4}{3} B R_v$$

Por lo tanto

$$K_{\theta B} = \frac{8}{9} K_{v1} B^2 \dots \dots \dots \text{B-5}$$

similarmente para el muro:

$$K_{\theta w} = \frac{O_{Tw}}{\Delta\theta} = \frac{1}{4} K_{h1} D_f^2 \dots \dots \text{B-6}$$

Dividiendo la ecuación B-6 entre B-5:

$$\frac{K_{\theta w}}{K_{\theta B}} = \frac{9}{32} \frac{K_{h1}}{K_{v1}} \frac{D_f^2}{B^2} \dots \dots \dots \text{B-7}$$

Sustituyendo B-7 en B-3:

$$R_h = \frac{2\lambda_{k\theta}}{d(1+\lambda_{k\theta})} O_T \dots \dots \dots \text{B-8}$$

$$R_v = \frac{3}{4B(1+\lambda_{k\theta})} O_T \dots \dots \dots \text{B-9}$$

Siendo

$$\lambda_{k\theta} = \frac{K_{\theta w}}{K_{\theta B}} \dots \dots \dots \text{B-10}$$

y la rotación elástica será

$$\Delta\theta = \frac{O_T}{K_{\theta B} (1+\lambda_{k\theta})} \dots \dots \dots \text{B-11}$$

La rotación elasto-plástica se estima con la misma formula utilizando parametros elásto-plásticos (capítulo VI). Los parámetros obtenidos de la prueba de compresión simple se consideran adecuados.

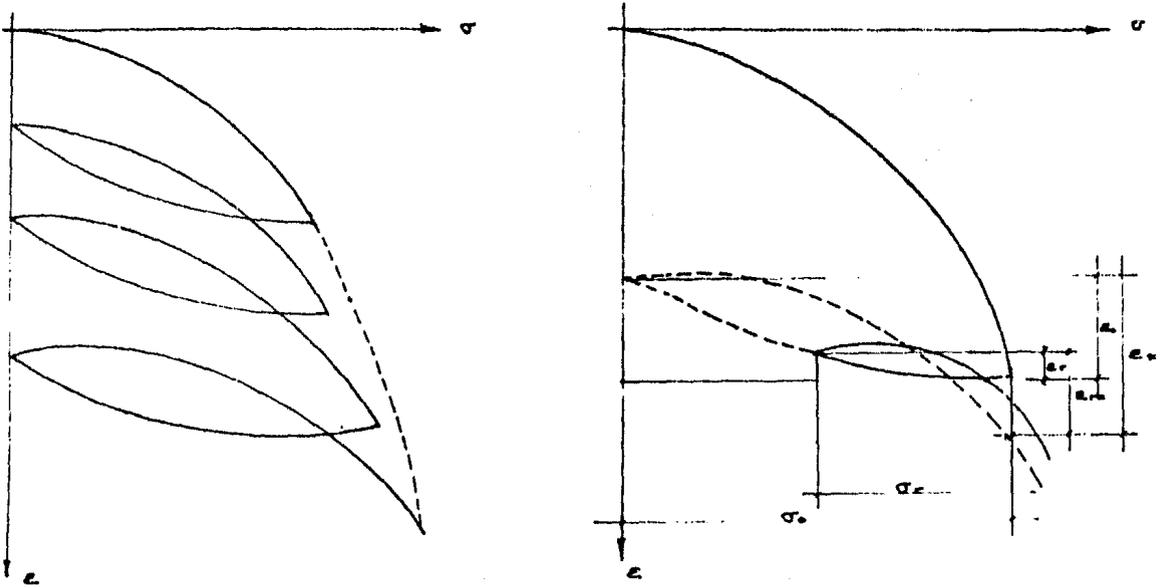


Fig A. Comportamiento de suelos finos bajo el procedimiento ciclico de carga - descarga
 A.1 descarga completa. A.2. descarga parcial

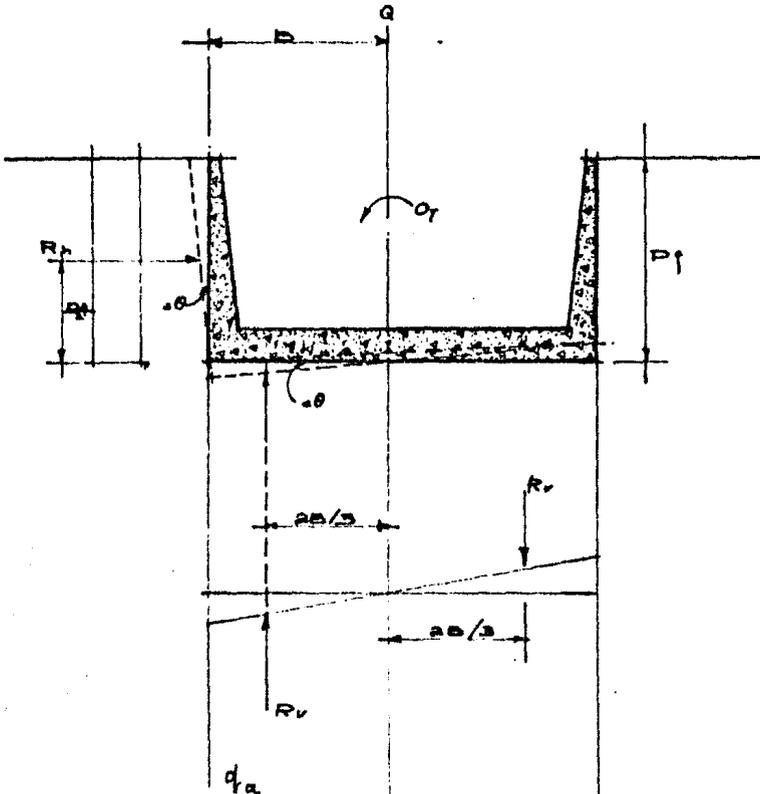


Fig B. la cimentación compensada sujeta a momento de torsión