

123  
24

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

CIMENTACIONES COMPENSADAS

**TRABAJO ESCRITO**  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
**INGENIERO CIVIL**  
P R E S E N T A :  
**RAUL RODRIGUEZ CHAVEZ**

DIRECTOR DE TRABAJO ESCRITO  
ING. AGUSTIN DEMENEGHI COLINA

México, D. F.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

1991





Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis está 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 D I C E.

I.	Introducción	1
II.	Análisis	5
II.1.0.	Capacidad de carga por resistencia al corte	6
II.1.1.	Teoría de Prandtl	6
II.1.2.	Teoría de Skempton	9
II.2.0.	Análisis de deformaciones	15
II.2.1.	Expansiones en el fondo de la excavación	17
II.2.2.	Asentamientos por recompresión	17
II.2.3.	Asentamientos por compresión	18
II.3.0.	Influencia del procedimiento constructivo	18
III.	Diseño	20
III.1.0.	Datos de proyecto	20
III.1.1.	Características de la estructura	20
III.1.2.	Acciones necesarias para revisar la seguridad del edificio	21
III.1.3.	Características generales del subsuelo	25
III.1.4.	Exploración y muestreo	25
III.2.0.	Estados límites de falla	26
III.2.1.	1° Combinación de cargas; acciones permanentes más acciones variables	26
III.2.2.	2° Combinación de cargas; acciones variables más accidentales.	27
III.3.0.	Estados límites de servicio	29
III.3.1.	Expansiones en el fondo de la excavación	29

III.3.2.	Deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo cargas sismicas	32
III.3.3.	Movimientos diferidos debidos al incremento neto de carga, en el contacto suelo-cimentación	41
IV.	Construcción	46
IV.1.0.	Estados limites de falla	46
IV.1.1.	Falla por subpresión	46
IV.1.2.	Estabilidad de taludes	48
IV.2.0.	Estados limite de servicio	49
V.	Conclusiones	50
	Bibliografía	54

## INDICE DE FIGURAS

Fig. I.1	Cajon de cimentación	4
Fig. II.1	Solucíon de Prandtl	8
Fig. II.2	Valores de Skempton	11
Fig. II.3	Distincíon entre D y D <sub>v</sub>	12
Fig. II.4	Estado de presiones del suelo	14
Fig. II.5	Estado de presiones del suelo antes y después de la construccíon de la cimentación	16
Fig. III.1	Características de la estructura	22
Fig. III.2	Datos sobre la estratigrafía y propiedades del suelo.	23
Fig. III.3	Diagramas de presión	24
Fig. III.4	Presiones existentes a la mitad de cada estrato a partir del nivel de desplante antes de construir el edificio	40
Fig. III.5	Prueba de consolidación estrato 0.00-7.80 m	42
Fig. III.6	Prueba de consolidación estrato 7.80-14.20 m	43
Fig. III.7	Prueba de consolidación estrato 14.20-20.40 m	44
Fig. III.8	Prueba de consolidación estrato 20.40-36.00 m	45
Fig. IV.1	Angulo de estabilidad de taludes	48

## CIMENTACIONES COMPENSADAS

### I. INTRODUCCION.

La cimentación compensada es el método por el cual se requiere de una excavación, para retirar un peso de material del suelo equivalente al peso total del edificio en cuestión. De esta manera se pretende conseguir que el estado de presiones después de colocada la estructura, sea igual al estado de presiones en condiciones iniciales.

No siempre en la práctica se logra obtener esta condición deseada, por lo cual se presentan cualquiera de los siguientes tres casos:

a) Cimentación totalmente compensada, en donde la carga de la estructura iguala al peso del suelo excavado.

$$W_{..} = P$$

b) Cimentación sobrecompensada, en donde la carga de la estructura es menor al peso del suelo excavado.

$$W_{..} > P$$

c) Cimentación subcompensada o parcialmente compensada, en donde la carga de la estructura es mayor al peso del suelo excavado.

$W_u < P$

donde,  $W_u$ , es el decremento de esfuerzo total en el suelo debido a la excavación y  $P$  la carga de la estructura.

Se define Paso Unitario Medio de una Estructura, como la suma de la carga muerta y de la carga viva con Intensidad media a nivel de apoyo de la subestructura, dividida entre el área de proyección en planta de dicha subestructura.

Denominaremos el concepto incremento neto de carga ( $W_u$ ) o incremento neto de presión, al resultado de restarle al peso de la estructura menos el peso total del suelo excavado. Esta combinación será afectada con un factor de carga unitario. (Gaceta Oficial del Departamento del D.F. 1967 pag. 15)

La finalidad de este tipo de cimentación es la disminución de los asentamientos. Se utiliza como solución en suelos de baja resistencia al esfuerzo cortante y con estratos de media a alta compresibilidad, como son los que forman la zona lacustre de la Ciudad de México.

Es importante aclarar que la porción de las celdas del cajón de cimentación que este por debajo del nivel freático y que no constituya un espacio funcionalmente útil, deberá considerarse como llena de agua y el peso de esta deberá sumarse al de la subestructura. Se debe de tener especial cuidado en este tipo de cimentaciones en que el cajón de cimentación no llegue a llenarse

totalmente de agua, puesto que si esto sucede su función pierde eficiencia y las condiciones de equilibrio que se buscan nos lleva al caso de una estructura fuertemente subcompensada, que para fines prácticos es el menos deseado en su comportamiento.

En la figura 1.1 se muestra esquemáticamente un cajón de cimentación.

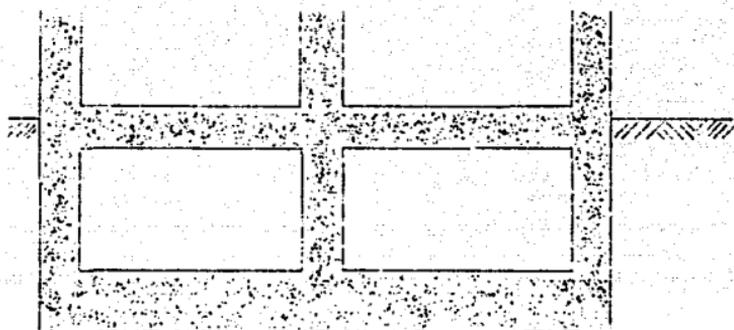


FIGURA I.1 CAJON DE CIMENTACION

## II. ANALISIS.

Para poder realizar el análisis de una Cimentación Compensada, es necesario llevar de manera análoga los pasos como si se tratara del análisis de una cimentación en general; este procedimiento no es tan sencillo, como el principio básico del tipo de cimentación, para lo cual se deben de revisar las siguientes condiciones de estabilidad (o de seguridad):

\_ Capacidad de carga por resistencia al corte

\_ Análisis de deformaciones

\_ Influencia del procedimiento constructivo.

La revisión de estas condiciones de seguridad se debe de llevar a cabo para la combinación de los efectos de acciones permanentes y variables, que en general son las cargas muertas y las cargas vivas respectivamente, así como para el efecto combinado de acciones permanentes, variables y accidentales, es decir, se agrega el efecto de sismo o viento. El siguiente paso es el estudio del análisis de la capacidad de carga por resistencia al corte y por deformaciones, tomando en cuenta la combinación de las acciones antes descritas.

## 11.1 Capacidad de carga por resistencia al corte.

Para poder estudiar el problema existen diversidad de teorías, algunas de ellas son: la teoría de Prandtl, la de Hill, Terzaghi, Skempton, Meyerhof, etc.

En lo referente a cimentaciones compensadas desplantadas en suelos cohesivos se puede utilizar la teoría de Skempton la cual se basa en la solución de Prandtl, por lo que a continuación se habla de ellas.

### 11.1.1. TEORÍA DE PRANDTL

Prandtl consideró un medio homogéneo e isótropo, sobre el cual se apoyan elementos de longitud infinita, de base plana, para lo cual supone que el contacto entre el elemento y el medio es liso y propuso una superficie de falla como la que se muestra en la figura 11.1.p.8. Como podemos observar, la superficie AB es un plano principal y las AC y BD son superficies libres de todo esfuerzo y por tanto también son principales.

Siendo el medio un sólido de resistencia constante igual a "C", un elemento vecino a la superficie AC o BD está en condición análoga a la que se tiene en una prueba de compresión simple, en la cual la resistencia es  $q_c = 2c$ .

En lo que refiere a la zona ACE es una región de esfuerzos constantes, que son iguales a la compresión horizontal; de la misma forma ocurre con la región AGH. La región que queda entre ambas superficies (ACE y AGH) es la debida a esfuerzos cortantes radiales (AEH).

Con lo anterior, Prandtl llegó a calcular la carga máxima que se le puede aplicar al elemento rígido con el fin de que no penetre en el terreno, a este valor particular de presión de carga se le conoce como Carga Límite.

La carga límite que se puede aplicar a la superficie AB está dada por:

$$q_c = (\pi + 2) c$$

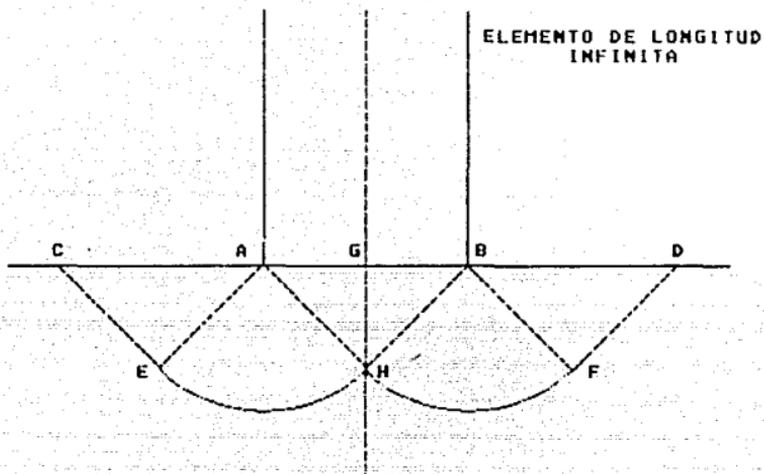


FIGURA II.1 SOLUCION DE PRANDTL.

### 11.1.2. TEORIA DE SKEMPTON

Para el estudio de esta teoría, Skempton toma en cuenta la profundidad de desplante para fijar  $N_c$ , para lo cual el cimiento más profundo tendrá una superficie de mayor desarrollo, en la cual la cohesión trabajará más, por lo que deberá corresponderle un valor mayor de  $N_c$ . En base a experiencias, tratando de cuantificar estas ideas se encontró que, en efecto, el valor de  $N_c$  no es independiente de la profundidad de desplante del cimiento, ya que crece al aumentar la profundidad de desplante del cimiento, si bien este crecimiento no es ilimitado, de manera que  $N_c$  permanece constante a partir de una cierta profundidad de desplante.

Skempton propone adoptar la siguiente fórmula para obtener la capacidad de carga en suelos puramente cohesivos:

$$q_c = C N_c + \gamma D_f$$

Donde  $N_c$  está en función de la relación  $D/B$ , y " $D$ " es la profundidad de entrada del cimiento en el suelo resistente y " $B$ " el ancho del cimiento. En la figura 11.2.p.11. podemos observar los valores de Skempton de  $N_c$ , tanto para cimientos largos como para cimientos cuadrados y circulares.

En los casos de suelos estratificados heterogéneos debe tenerse especial cuidado en el término  $\gamma D_f$ , que representa la presión del suelo al nivel de desplante y que por lo tanto deberá calcularse tomando en cuenta los diferentes espesores de los

estratos con sus respectivos pesos específicos, en la condición de suelo de que se trate, más cualquier sobrecarga distribuida en la superficie del suelo. Fig. 11.3.p.12.

### VALORES DE SKEMPTON

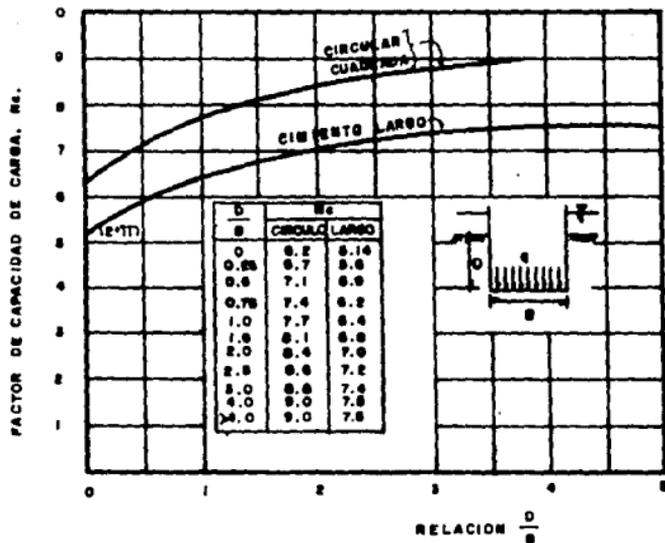


Figure II.2

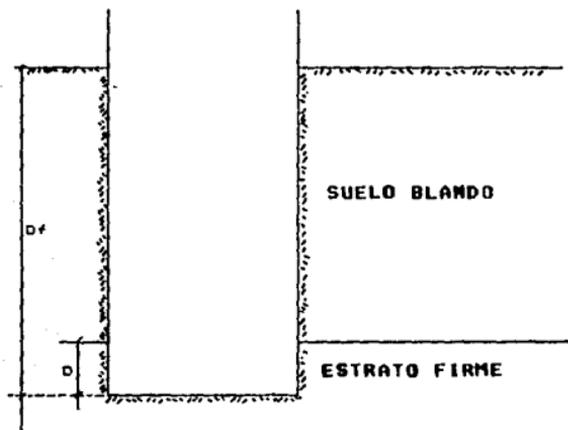


FIG. 11.3 DISTINCION ENTRE  $D$  Y  $D_f$  PARA APLICAR LA TEORIA DE SKEMPTON

Para entender mejor el comportamiento de una cimentación compensada, consideremos el estado de presiones en el suelo antes y después de la construcción de la cimentación (Fig. 11.4.). p.14. Vemos que el incremento neto de presión vale:

$$W_n = W_s - P_{s0}$$

donde:  $W_n$  = Incremento neto de presión

$W_s$  = Incremento total de carga de toda la estructura

$P_{s0}$  = Presión total inicial en el suelo a nivel de desplante

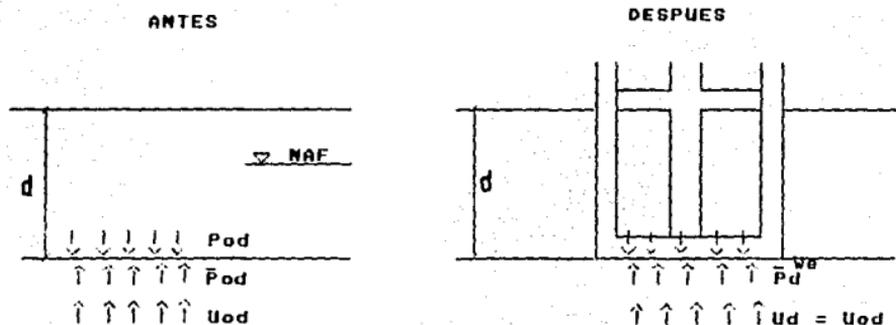
En una cimentación totalmente compensada  $W_s = P_{s0}$ , por lo tanto  $W_n = 0$ .

En una cimentación sobrecompensada el incremento neto de presión es negativo.

Cuando se utiliza una cimentación parcialmente compensada, conviene que  $W_s$  sea ligeramente mayor que  $P_{s0}$ , lo que implica que el incremento neto de presión en general sea pequeño. Este incremento tiene que ser tomado por la resistencia al corte de la parte sólida del suelo, lo cual ocurre sin ocasionar ningún problema en la mayoría de los casos. De todas maneras conviene, como una medida de seguridad, revisar la capacidad de carga por resistencia al corte del suelo.

Cabe aclarar que el incremento total de carga de toda la estructura, tiene que calcularse en este caso tomando en cuenta la carga viva máxima en la estructura.

## ESTADO DE PRESIONES DEL SUELO



$W_e$  = incremento total de carga de toda la est.

$Pod$  = presión inicial

$\bar{P}od$  = presión efectiva

$Uod$  = presión inicial del agua

FIGURA II.4.

## 11.2. Análisis de deformaciones.

De manera similar al análisis por resistencia al corte, para estudiar los movimientos del suelo, consideremos el estado de presiones en el suelo antes de la construcción de la cimentación compensada y el estado de presiones después de su construcción véase Fig. 11.5.p.16.

Se puede observar que lo que provoca el asentamiento es el incremento en la presión efectiva, es decir, el valor del incremento neto de presión ( $W_n$ ), el cual se puede disipar con la profundidad empleando la teoría de Boussinesq, que tiene como bases las siguientes hipótesis: El medio es homogéneo, isotrópico, linealmente elástico, seminfinito y las deformaciones son pequeñas. Lo cual en la práctica nos proporciona datos que son cercanos a la realidad y dan resultados satisfactorios.

En una cimentación parcialmente compensada, si los resultados del cálculo nos indican que el incremento neto de presión es pequeño, el asentamiento ( $\delta_c$ ) será pequeño.

A diferencia de las cimentaciones que son desplantadas a poca profundidad, en una cimentación compensada el procedimiento constructivo juega un papel importante, puesto que el suelo al estar formado por arcillas saturadas, durante la excavación para alojar a la cimentación se produce una liberación de esfuerzos debidos al alivio de presiones en el suelo, esto ocasiona expansiones en el fondo de la excavación; estas expansiones ocurren a corto plazo, posteriormente al volver a cargar el

suelo. las expansiones en la cimentación se recuperan debidas al peso de la estructura lo cual se puede observar al ocurrir asentamientos en la estructura, estos asentamientos, los denominaremos asentamientos por recompresión, los cuales se producen a largo plazo.

ESTADO DE PRESIONES DEL SUELO ANTES Y DESPUES  
DE LA CONSTRUCCION DE LA CIMENTACION

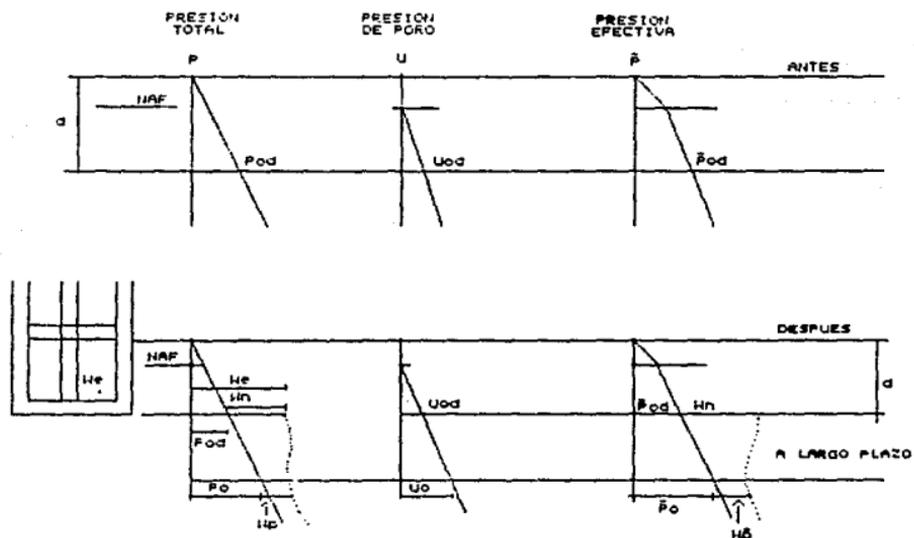


FIGURA II.5.

Finalmente debido al incremento neto de presión ( $W_n$ ), se producirán asentamientos a largo plazo los cuales llamaremos asentamientos por compresión (d.).

#### 11.2.1. Expansiones del fondo de la excavación

Las expansiones en el fondo de la excavación se pueden calcular mediante la teoría de la elasticidad, puesto que el hundimiento en el fondo de una excavación es un fenómeno de recuperación elástica. Los parámetros para su cálculo se pueden determinar mediante pruebas en el laboratorio de carga y descarga del suelo, para obtener el módulo elástico del suelo en función de la presión de confinamiento.

La expansión en el fondo de la excavación, al ser un fenómeno elástico, presenta las siguientes características:

- Por lo regular no es uniforme.
- Su recuperación es a largo plazo después de aplicada la carga de la estructura.
- en ocasiones provoca daños a estructuras colindantes.

Para determinar el alivio total de esfuerzo a nivel de plantilla de excavación se tiene que:

$$W_n = \gamma_s d, \text{ Donde:}$$

$W_n$  = Decremento del esfuerzo total debido a la excavación

$\gamma_s$  = Peso específico del suelo

d = Profundidad de fondo de una excavación

#### 11.2.2. Asentamientos por recompresión

Los hundimientos por recompresión, los cuales ocurren a largo plazo, se pueden calcular utilizando la teoría de la

consolidación para suelos finos saturados. Como ya se mencionó, estos asentamientos se deben a la recuperación de las expansiones ocurridas durante el proceso de la excavación del cajón de cimentación.

### 11.2.3. Asentamientos por compresión

Los hundimientos debidos a la compresión del suelo, se deben al incremento neto de presiones ( $W$ ) debido a la estructura y que son producidos a largo plazo, para los cuales su cálculo es también con la teoría de la consolidación para suelos finos saturados.

### 11.3.0. Influencia del procedimiento constructivo

La influencia del procedimiento constructivo en una cimentación compensada resulta muy importante, pues como ya se ha visto si no se controlan las expansiones en el fondo de la excavación el suelo puede sufrir hufamiento, el cual traería asentamientos a largo plazo. Para que no ocurra esto se puede excavar por etapas, como si fuera un tablero de ajedrez en donde en las partes excavadas se puede iniciar la construcción de la losa de cimentación, después de colocada se puede lastrar el suelo con sacos de arena, buscando que los movimientos del terreno queden dentro de los límites tolerables.

Otra manera puede consistir en combinar los efectos de bombeo y excavación de la siguiente forma (Zeevaert 1973):

Primeraente se bombea el agua para abatir los niveles piezométricos en los estratos permeables de suelo, lo cual disminuye la presión en el agua e incrementa la presión efectiva.

Después se excava toda el área de la cimentación a una profundidad  $D_1$ , lo cual ocasiona un decremento de la presión total y de la presión efectiva. Estos dos efectos se contrarrestan, por lo que los movimientos del suelo serán en general pequeños y serán debidos a la diferencia entre la presión efectiva final y la presión efectiva inicial. La excavación en un espesor  $D_2$  para alcanzar la profundidad total  $D$  de desplante del cajón, se lleva a cabo por etapas, construyendo y lastrando inmediatamente la cimentación.

Para el análisis de los asentamientos por recompresión y por compresión de suelos finos saturados, se puede utilizar la teoría de Zeevaert (1973), la cual toma en cuenta el efecto combinado de consolidación primaria y consolidación secundaria.

### III. DISEÑO.

Para poder entender el diseño propiamente consideraremos un ejemplo práctico ayudándonos en las teorías antes mencionadas, así como en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, sus Normas Técnicas Complementarias 1987, y basándonos exclusivamente en la Mecánica de Suelos.

#### III.1. DATOS DE PROYECTO:

III.1.1. Características de la estructura: El edificio constará de cinco niveles, con una altura de entrepiso de 2.50 m. a nivel de piso terminado, abarcando en planta una superficie de 618.64 m<sup>2</sup>, de cuatro departamentos por piso.

Estará constituido por marcos de concreto reforzado, las dimensiones de los elementos estructurales son: columnas (0.52x 0.24m) en la sección transversal de éstas y en todos los niveles, trabes (0.60 x 0.25) las principales y de (0.45 x 0.25) las secundarias, muros de tabique macizo y muros de concreto reforzado (éstos rigidizantes), con un espesor de 14 cm., losa con un espesor de 12 cm. en todos los niveles.

En base a estos datos se obtuvo la siguiente información necesaria, para poder iniciar el diseño de la cimentación compensada.

III.1.2 Acciones necesarias para revisar la seguridad del edificio.

1° tipo de combinación de cargas.

Acciones permanentes, más acciones variables.

cálculo de asentamientos a largo plazo		cálculo resistencia al esfuerzo cortante	
carga muerta	4540 ton	carga muerta	4540 ton
carga viva med.	619 ton	carga viva máx.	2135 ton
carga total	5519 ton	carga total	6675 ton
peso unitario medio	8.92 t/m <sup>2</sup>	peso unitario medio	10.78 t/m <sup>2</sup>

2° tipo de combinación de cargas.

Acciones permanentes, más variables, más accidentales

Para efectos de sismo.

carga muerta	4540 ton
carga viva instantánea	1418 ton
carga total	5958 ton
peso unitario inst.	9.63 t/m <sup>2</sup>

Momento de Volteo

$M_x = M_y = 7585 \text{ t.m.}$

Cortante en la base

$V_x = V_y = 794 \text{ ton.}$

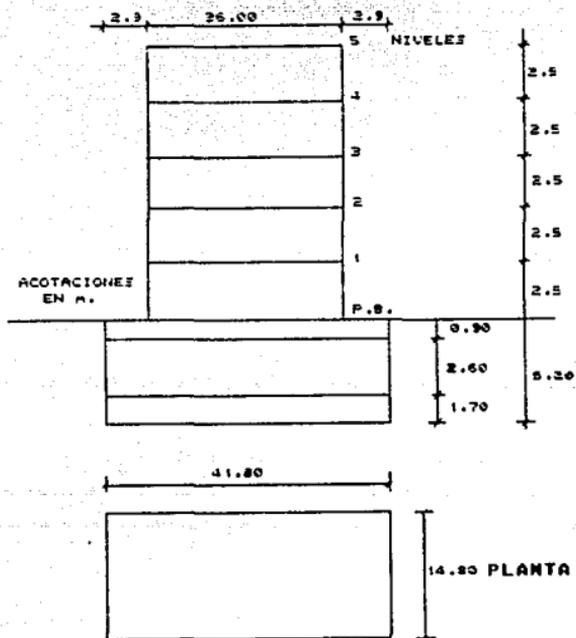


FIGURA III.1 CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA.

DATOS SOBRE LA ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUELO

PROF. (M)	C (T/M2)	& (T/M3)	
1.00	NAF		
4.60	2.50	1.52	4.60
7.60	2.00	1.14	3.20
9.60	1.50	1.11	1.80
10.60	1.50	1.60	1.00
11.30	2.00	1.19	0.50
14.20	2.20	1.38	2.60
17.60	3.00	1.17	3.40
20.40	2.20	1.26	2.90
25.90	1.50	1.25	6.50
36.00	2.40	1.38	9.10
CAPA DE SUELO RESISTENTE			

FIGURA 111.2.

DIAGRAMAS DE PRESION

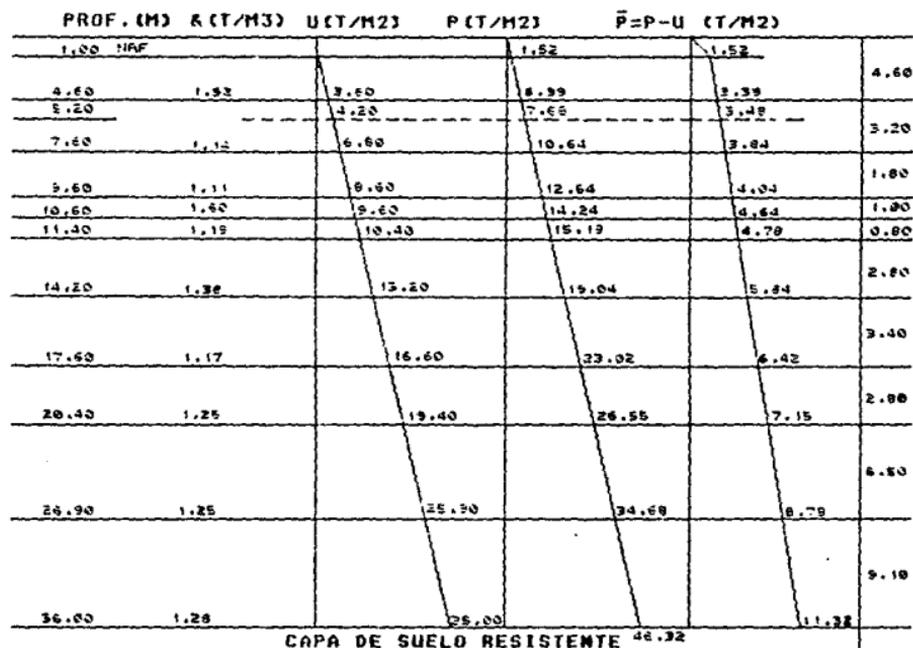


FIGURA III.3.

III.1.3. Características generales del subsuelo.- Debido a la ubicación del predio, se encuentra en la Zona III, correspondiente a la zona de lago ( Zonificación del D.F. del Reglamento de Construcciones ), con las características propias del sitio que son: alta compresibilidad, poca resistencia al corte y nivel freático próximo a la superficie.

III.1.4. Exploración y muestreo.- El Reglamento exige para la Zona III, un mínimo de un sondeo por cada 100 m o fracción del perímetro, del predio en estudio.

En este caso tenemos de la figura III.1.p.22. que el perímetro es igual a 113.20 m mayor que 100 m ; por lo cual se realizó un primer sondeo exploratorio hasta una profundidad aproximada de 36 m, alcanzando la capa resistente.,

Dada la información obtenida en el sondeo, se realizó otro, del tipo mixto (penetración estándar y penetración con tubo de pared delgada obteniéndose muestras inalteradas), de este sondeo se obtuvo una estratigrafía representativa del subsuelo a la misma profundidad. En base al Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal 1987, se revisarán los estados límites de falla (inciso 3.4.1.p.16.NTC-Cimentaciones), para lo cual se revisa la estabilidad de la cimentación como lo señala el inciso 3.3.1.p.13.NTC-Cimentaciones.

### III.2. Estados límites de falla.

III.2.1. 1ª Combinación de cargas: acciones permanentes más acciones variables.

carga viva máxima 2135 t.

carga muerta 4540 t.  
-----

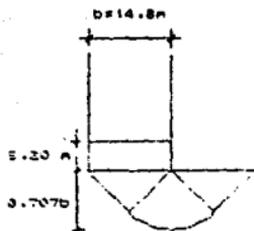
carga total 6675 t.

$$\leq QF_c / A < C_u N_c F_n + p. \quad \dots\dots\dots$$

$$\leq Q = 6675 \text{ Ton.}$$

$$\leq QF_c / A = \frac{6675(1.4)}{41.8(14.8)} = 15.10 \text{ t/m}^2$$

$$p. = (4.6 \times 1.52) + (0.6 \times 1.14) = 7.68 \text{ t/m}^2$$



$$0.707(14.8) = 10.46 \text{ m}$$

Sacando un promedio pesado de la cohesión

$$C_m = C_u = \frac{(7.8-5.2)2 + (10.6-7.8)1.5 + (15.66-14.2)3}{10.48} = 2.05 \text{ t/m}^2$$

$$N_c = 5.14 ( 1 + 0.25 D_r/B + 0.25 B/L ) \dots\dots\dots$$

$$D_r/B = 5.2/14.8 = 0.35$$

$$B/L = 14.8/41.8 = 0.35 \text{ sustituyendo valores } \Rightarrow$$

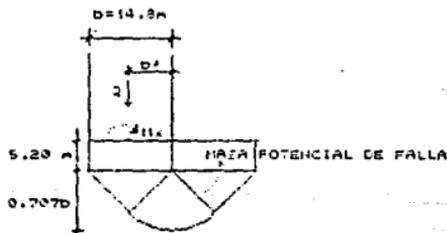
$$N_c = 6.05$$

Por ser suelo zona III  $\Rightarrow FR=0.70$

$$C_u N_c F_{\alpha} \cdot P_v = 2.05(6.05)(0.70) + 7.68 = 16.36 \text{ t/m}^2$$

$16.36 \text{ t/m}^2 > 15.10 \text{ t/m}^2$  si cumple

III.2.2. 2ª Combinación de cargas: acciones variables más accidentales.



Para considerar el efecto de la masa de suelo potencialmente deslizando, se tiene que considerar un factor unidimensional:

$f = 1 - 0.12 F_c C_s b_s \& / F_R C_u \dots$  el cual se debe aplicar a la capacidad de carga neta del suelo, por lo tanto la desigualdad

$$\leq Q F_c / A < C_u N_c F_R + P_v \text{ queda de la siguiente manera:}$$

$$\leq Q F_c / A' < C_u N_c F_R f + P_v \dots \quad \text{donde:}$$

$C_s$  = Ordenada al origen del espectro de aceleración para diseño sísmico (coeficiente sísmico).

$b_s$  = Ancho mínimo (d, 1.2h, 20m), trata de tomar en cuenta el espesor de la capa deslizando y la zona de influencia.

d = Dimensión del área reducida de contacto en la dirección que se analiza.

h = Profundidad desde el desplante del cajón hasta la capa dura más próxima.

& = Peso volumétrico bajo el nivel de desplante del terreno.

La estructura se analizará tomando un efecto combinado en las dos direcciones X y Y, una dirección el 30 % de la otra.

Para la zona III  $C=0.4 \Rightarrow C_s \cdot C/4 = 0.4/4 = 0.1$

Con una carga viva instantánea  $Q = 5958 \text{ t}$

$e_x = M_x / \leq Q \Rightarrow e_x = 7585 / 5958 = 1.27\text{m}$

$e_y = 0.3M_y / \leq Q \Rightarrow e_y = 0.3(7585) / 5958 = 0.38\text{m}$

$b_x' = b_x - 2e_x = 14.8 - 2(1.27) = 12.26\text{m}$

$b_y' = b_y - 2e_y = 41.8 - 2(0.38) = 41.04\text{m}$

$$A' = b_x \cdot b_y' = 12.26 \times 41.04 = 503.15 \text{ m}^2$$

$$\frac{QF_c}{A'} = 5958(1.1)/503.15 = 13.03 \text{ t/m}^2$$

Para valuar  $b_s$  se toma el valor mínimo de  $d=12.26$ ,  
 $h=1.2(30.89)=36.96$ ,  $20 \Rightarrow b_s=12.26 \text{ m}$

El peso volumétrico  $\lambda$ , lo tomaremos como un promedio pesado del nivel de desplante hacia abajo y de la cohesión  $C$  se procederá de la misma forma.

$$\lambda_s = (7.8-5.2)1.14 + (9.6-7.8)1.11 + (10.8-9.6)1.6 + (11.4-10.6)1.18 + (14.2-11.4)1.38 + (17.46-14.2)1.17 / 12.26 = \underline{1.24 \text{ t/m}^3}$$

$$C_s = (7.8-5.2)2 + (9.6-7.8)1.5 + (10.6-9.6)1.5 + (11.4-10.6)2 + (14.2-11.4)2.2 + (17.46-14.2)3 / 12.26 = \underline{2.20 \text{ t/m}^2}$$

Para calcular  $N_c$  tomaremos en cuenta los dos anchos mínimos, que sust. en la ecuación ... (A), se tiene:

$$N_c = 5.14(1+0.25(5.2/12.26)+0.25(12.26/41.04)) = 6.07$$

sustituyendo valores en ... (B),

$$f = 1 - 0.12(1.1)(0.1)(12.26)(1.24)/0.7(2.2) = 0.87$$

sustituyendo valores en ... (C),

$$5958(1.1)/503.15 < 2.2(6.07)(0.7)(0.87) + 7.68$$

$$13.03 \text{ t/m}^2 < 15.81 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \text{si cumple.}$$

### III.3. Estados límites de servicio.

III.3.1. Expansiones del fondo de la excavación; el Reglamento nos dice que se calculen con la teoría de la elasticidad.

Para construcciones con colindancia-15cm de asentamiento y para construcciones aisladas-30cm de asentamiento.

Determinemos a continuación las expansiones elásticas debidas a la excavación del edificio, que se está analizando.

Presión total del suelo a 5.2m = 4.6(1.52)+0.6(1.14)=7.68t/m<sup>2</sup>

Y = 0.5

d... = E<sub>x</sub>(H)

E<sub>x</sub> =  $\frac{1}{1+\mu} [E_x - Y(E_x + E_y)]$  ..... donde:

E<sub>x</sub> = deformación unitaria a la mitad de cada estrato

Y = Módulo de Poisson

E<sub>x</sub> = Módulo de Elasticidad Estático de las Arcillas

E<sub>x</sub> = esfuerzo normal vertical

E<sub>y</sub> = esfuerzo normal horizontal en dirección x

E<sub>y</sub> = esfuerzo normal horizontal en dirección y

H = espesor de cada estrato

d... = deformación debida a la expansión

G... = módulo de elasticidad dinámico de la arcilla, obtenido de la prueba del péndulo de torsión libre

Para encontrar los valores de los esfuerzos E<sub>x</sub>, E<sub>y</sub> y E<sub>z</sub> se darán valores de z, a la mitad de cada estrato bajo el centro a partir de la profundidad de desplante. Estos cálculos se basan utilizando la teoría de Boussinesq.

Donde:

$$E_x = q/2\pi \left[ \frac{1}{z} - \frac{xyz}{(x^2+z^2)\sqrt{x^2+y^2+z^2}} - \tan^{-1} \frac{z\sqrt{x^2+y^2+z^2}}{xy} + (1-2Y)\left(\tan^{-1} \frac{y}{x} - \tan^{-1} \frac{y\sqrt{x^2+y^2+z^2}}{xz}\right) \right]$$

$$E_r = q/2 \left[ \frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(y^2+z^2) \sqrt{x^2+y^2+z^2}} - \tan^{-1} \frac{z \sqrt{x^2+y^2+z^2}}{xy} + (1-2\nu) \left( \tan^{-1} \frac{x}{y} - \tan^{-1} \frac{x \sqrt{x^2+y^2+z^2}}{yz} \right) \right]$$

$$E_t = q/2 \left[ \left( \frac{1}{x^2+y^2} + \frac{1}{y^2+z^2} \right) \frac{xyz}{x^2+y^2+z^2} + \tan^{-1} \frac{xy}{z \sqrt{x^2+y^2+z^2}} \right]$$

(Fórmula de Denny)

Calculando los esfuerzos a la mitad de cada estrato con:

$\nu = 0.5$

Presión total a 5.2 m = 7.68 t/m<sup>2</sup>

$E_s = 500$  t/m<sup>2</sup> (Módulo de Elasticidad)

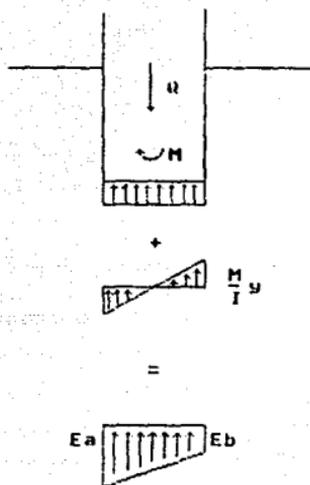
Considerando las dimensiones de la planta de la figura III.1 de  $x=41.8$  m,  $y=14.8$  m, se obtiene la siguiente tabla.

ESTRATO	Z	$E_z$	$E_x$	$E_y$	H	$\epsilon$	$d_{exp}$
01	1.30	7.5627	6.6767	5.9936	2.50	0.0027	0.0069
02	3.50	7.4042	5.1195	3.6225	1.80	0.0061	0.0109
03	4.90	7.0567	4.2768	2.5594	1.00	0.0073	0.0073
04	5.90	6.7805	3.8021	2.0440	0.80	0.0077	0.0062
05	7.60	6.1707	3.0000	1.3166	2.90	0.0060	0.0225
06	10.70	5.1337	1.9996	0.6539	3.40	0.0076	0.0259
07	13.80	4.2465	1.3449	0.3324	2.90	0.0068	0.0190
08	18.45	3.2292	0.7665	0.1568	6.50	0.0055	0.0360
09	26.25	2.1209	0.3172	0.0536	9.10	0.0039	0.0352

$\frac{0.1699}{a}$

como la deformación debida a la expansión  $d_{exp} = 15.992a/10$  cm para construcciones aisladas, si cumple con el Reglamento.

III.3.2. Deformaciones transitorias y permanentes del suelo de cimentación, bajo cargas sísmicas.



Para el cálculo de las deformaciones transitorias se usará la teoría elástica (Ley de Hooke), dividiendo el bloque de esfuerzos en cuatro partes iguales y calculando la deformación en los puntos  $a$  y  $b$ .

$$\tan \theta = E_a - E_b / B$$

$$\leq Q/A = 6577 / 14.8 \times 41.8 = 10.63 \text{ t/m}^2$$

$$E = P/A \pm (M/I) y$$

$$M_x = M_y = 7585 \text{ t.m}$$

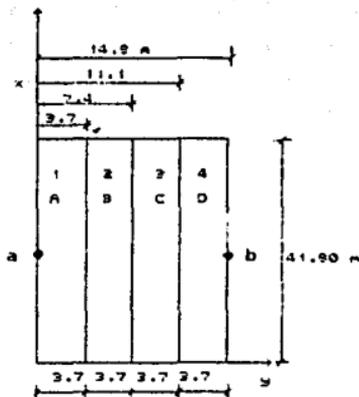
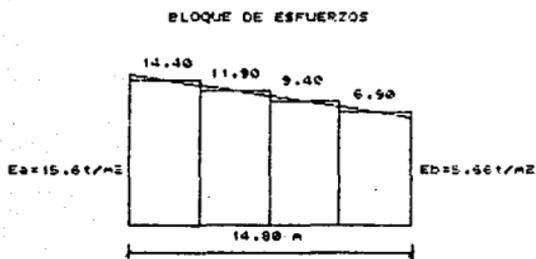
$$I = 1/12(41.8)(14.8)^3 = 11292.24 \text{ m}^4$$

$$y = 7.4 \text{ m}$$

$$E = 10.63 \pm (7585 / 11292.24) 7.4 \text{ Por lo que}$$

$$E_a = 15.60 \text{ t/m}^2$$

$$E_b = 5.66 \text{ t/m}^2$$



Para facilitar los cálculos se considerará una carga unitaria ( $Q=1 \text{ t/m}^2$ )

ESTRATO	a	$t/a^2$	$t/a^2$	$t/a^2$	$t/a^2$	$t/a^2$	$t/a^2$	$t/a^2$	$t/a^2$	
PROFUND.	ESFUERZOS	$E_1$	$E_2$	$E_3$	$E_4$	$E_5-E_1$	$E_6-E_2-E_1$	$E_7-E_3-E_2$	$E_8-E_4-E_3$	
		$y=3,7$	$y=7,4$	$y=11,1$	$y=14,4$					
1	1.30	Ex	0,3873	0,4347	0,4487	0,4544	0,3873	0,0474	0,0140	0,0057
		Ey	0,2929	0,3902	0,4255	0,4432	0,2929	0,0973	0,0353	0,0177
		Ez	0,4919	0,4989	0,4996	0,4998	0,4919	0,0070	0,0007	0,0002
2	3.50	Ex	0,2453	0,3333	0,3657	0,3797	0,2453	0,0880	0,0324	0,0140
		Ey	0,0999	0,2258	0,3100	0,3518	0,0999	0,1359	0,0742	0,0148
		Ez	0,4176	0,4820	0,4936	0,4968	0,4176	0,0644	0,0116	0,0032
3	4.90	Ex	0,1876	0,2784	0,3173	0,3352	0,1876	0,0908	0,0389	0,0179
		Ey	0,0527	0,1666	0,2481	0,2992	0,0527	0,1139	0,0815	0,0511
		Ez	0,3585	0,4594	0,4840	0,4916	0,3585	0,1009	0,0246	0,0076
4	5.80	Ex	0,1596	0,2475	0,2885	0,3081	0,1596	0,0879	0,0410	0,0196
		Ey	0,0363	0,1331	0,2137	0,2683	0,0363	0,0968	0,0806	0,0546
		Ez	0,3243	0,4414	0,4753	0,4867	0,3243	0,1171	0,0339	0,0114
5	7.60	Ex	0,1182	0,1953	0,2368	0,2565	0,1182	0,0771	0,0415	0,0217
		Ey	0,0188	0,0857	0,1577	0,2139	0,0188	0,0669	0,0720	0,0562
		Ez	0,2679	0,4017	0,4529	0,4730	0,2679	0,1338	0,0512	0,0201
6	10.70	Ex	0,0739	0,1302	0,1662	0,1876	0,0739	0,0563	0,0360	0,0214
		Ey	0,0075	0,0426	0,0934	0,1427	0,0075	0,0351	0,0508	0,0493
		Ez	0,2005	0,3342	0,4046	0,4391	0,2005	0,1337	0,0704	0,0345
7	13.80	Ex	0,0479	0,0876	0,1159	0,1345	0,0479	0,0397	0,0283	0,0186
		Ey	0,0036	0,0229	0,0566	0,0949	0,0036	0,0193	0,0337	0,0383
		Ez	0,1565	0,2766	0,3531	0,3975	0,1565	0,1201	0,0765	0,0444
8	18.45	Ex	0,0263	0,0495	0,0679	0,0814	0,0263	0,0232	0,0184	0,0133
		Ey	0,0015	0,0103	0,0284	0,0525	0,0015	0,0088	0,0181	0,0241
		Ez	0,1135	0,2102	0,2827	0,3323	0,1135	0,0967	0,0725	0,0496
9	26.25	Ex	0,0107	0,0207	0,0293	0,0364	0,0107	0,0100	0,0086	0,0071
		Ey	0,0005	0,0033	0,0105	0,0214	0,0005	0,0030	0,0070	0,0109
		Ez	0,0719	0,1380	0,1942	0,2392	0,0719	0,0661	0,0562	0,0450

ESTRATO	PROFUND	ESFUERZOS	t/a <sup>2</sup>	t/a <sup>2</sup>	t/a <sup>2</sup>	t/a <sup>2</sup>	ESFUERZO EN EL PUNTO a t/a <sup>2</sup> sumatoria
			A x 14.4	B x 11.9	C x 9.40	D x 6.90	
1	1.30	Ex	5.5771	0.5641	0.1316	0.0393	6.3121
		Ey	4.2178	1.1579	0.3318	0.1221	5.8296
		Ez	7.0634	0.0633	0.0066	0.0014	7.1747
2	3.50	Ex	3.5323	1.0472	0.3046	0.0966	4.9607
		Ey	1.4386	1.6172	0.4975	0.1021	3.6534
		Ez	6.0134	0.7664	0.1090	0.0221	6.9109
3	4.90	Ex	2.7614	1.0805	0.3657	0.1235	4.2711
		Ey	0.7589	1.3554	0.7661	0.3525	3.2330
		Ez	5.1624	1.2997	0.2312	0.0524	6.6467
4	5.80	Ex	2.2982	1.0460	0.3854	0.1352	3.8648
		Ey	0.5227	1.1519	0.7576	0.3767	2.8089
		Ez	4.6699	1.3935	0.3187	0.0757	6.4508
5	7.60	Ex	1.7021	0.9175	0.3901	0.1497	3.1594
		Ey	0.2707	0.7961	0.6768	0.3878	2.1314
		Ez	3.8578	1.5922	0.4813	0.1387	6.0700
6	10.70	Ex	1.0642	0.6700	0.3384	0.1477	2.2207
		Ey	0.1080	0.4177	0.4775	0.5402	1.3484
		Ez	2.8872	1.5910	0.5615	0.2381	5.3751
7	13.80	Ex	0.6898	0.4724	0.2660	0.1283	1.5565
		Ey	0.0518	0.2297	0.3168	0.2643	0.8626
		Ez	2.2536	1.4292	0.7106	0.3064	4.6998
8	18.45	Ex	0.3787	0.2761	0.1730	0.0932	0.9210
		Ey	0.0216	0.1047	0.1701	0.1663	0.4627
		Ez	1.6344	1.1507	0.6815	0.3422	3.8088
9	26.25	Ex	0.1541	0.1190	0.0808	0.0490	0.0429
		Ey	0.0072	0.0357	0.0658	0.0732	0.1839
		Ez	1.0354	0.7666	0.5283	0.3105	2.6408

ESTRATO	PROFUND	ESFUERZOS	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	ESFUERZO EN EL PUNTO b t/m <sup>2</sup> sumatoria
			A x 6.90	B x 9.40	C x 11.9	D x 14.4	
1	1.30	Ex	2.6724	0.4456	0.1666	0.0821	3.3667
		Ey	2.0210	0.9146	0.4201	0.2949	3.6506
		Ex	3.3941	0.0658	0.0063	0.0029	3.4711
2	3.50	Ex	1.6926	0.8272	0.3856	0.2016	3.1070
		Ey	0.6893	1.2775	0.8850	0.2131	3.0629
		Ex	2.8814	0.6054	0.1380	0.0461	3.6709
3	4.90	Ex	1.2944	0.8535	0.4629	0.2578	2.8686
		Ey	0.3636	1.0707	0.9699	0.7358	3.1400
		Ex	2.4737	0.9485	0.2927	0.1094	3.8243
4	5.80	Ex	1.1012	0.8263	0.4879	0.2822	2.6976
		Ey	0.2505	0.9099	0.9591	0.7862	2.9057
		Ex	2.2377	1.1007	0.4034	0.1642	3.9060
5	7.60	Ex	0.8156	0.7247	0.4939	0.3125	2.3467
		Ey	0.1297	0.6569	0.8568	0.8093	2.4247
		Ex	1.8485	1.2577	0.6093	0.2994	4.0049
6	10.70	Ex	0.5099	0.5292	0.4284	0.3082	1.7757
		Ey	0.0518	0.3399	0.6045	0.7099	1.6961
		Ex	1.3835	1.2568	0.8378	0.4968	3.9749
7	13.80	Ex	0.3305	0.3732	0.3368	0.2678	1.3083
		Ey	0.0248	0.1814	0.4010	0.5515	1.1587
		Ex	1.0799	1.1289	0.9104	0.6394	3.7586
8	18.45	Ex	0.1815	0.2181	0.2190	0.1944	0.8130
		Ey	0.0104	0.0827	0.2154	0.3470	0.6555
		Ex	0.7832	0.9090	0.8628	0.7142	3.2692
9	26.25	Ex	0.0738	0.0940	0.1023	0.1022	0.3723
		Ey	0.0035	0.0282	0.0833	0.1570	0.2720
		Ex	0.4961	0.6213	0.6688	0.6480	2.4342

	n	t/a <sup>2</sup>	t/a <sup>2</sup>	t/a <sup>2</sup>	n	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	ε	d <sub>err</sub> %
ESTRATO	z	Ez	Ex	Ey	H	E <sub>min</sub>	E <sub>max</sub>	εz	d <sub>err</sub> %
1	1.30	7.1747	6.3121	5.8295	2.60	19.50	58.50	0.0019	0.0049
2	3.50	5.9109	4.9907	3.8554	1.80	19.00	57.00	0.0044	0.0079
3	4.90	6.6467	4.2711	3.2330	1.00	50.00	150.00	0.0019	0.0019
4	5.80	6.4508	3.3643	2.8799	0.80	16.00	48.00	0.0065	0.0052
5	7.60	6.0700	3.1594	2.1314	2.80	17.50	52.50	0.0065	0.0183
6	10.70	5.3781	2.2203	1.3434	3.40	25.50	76.50	0.0047	0.0160
7	13.80	4.5798	1.5565	0.8525	2.80	22.50	67.50	0.0052	0.0145
8	18.45	3.9088	0.9210	0.4527	6.50	32.00	96.00	0.0032	0.0211
9	26.25	2.6602	0.4329	0.1939	9.10	48.50	145.50	0.0016	0.0148
								sumatoria = 0.1046 a	
								d <sub>err</sub> % = 10.46 ca	

	n	t/a <sup>2</sup>	t/a <sup>2</sup>	t/a <sup>2</sup>	n	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	ε	d <sub>err</sub> %
ESTRATO	z	Ez	Ex	Ey	H	E <sub>min</sub>	E <sub>max</sub>	εz	d <sub>err</sub> %
1	1.30	3.4711	3.3667	3.6506	2.60	19.50	58.50	-0.0091	-0.0002
2	3.50	3.6709	3.1070	3.0629	1.80	19.00	57.00	0.0010	0.0019
3	4.90	3.3243	2.8686	3.1400	1.00	50.00	150.00	0.0005	0.0005
4	5.80	3.9060	2.6976	2.9057	0.80	16.00	48.00	0.0023	0.0018
5	7.60	4.3049	2.3467	2.4247	2.80	17.50	52.50	0.0031	0.0086
6	10.70	3.9749	1.7757	1.6961	3.40	25.50	76.50	0.0029	0.0100
7	13.80	3.7586	1.3083	1.1587	2.80	22.50	67.50	0.0037	0.0105
8	18.45	3.2692	0.8130	0.6555	6.50	32.00	96.00	0.0026	0.0172
9	26.25	2.4342	0.3723	0.2720	9.10	48.50	145.50	0.0015	0.0132
								sumatoria = 3.0625 a	
								d <sub>err</sub> % = 6.35 ca	

Giro elástico

$$\tan \theta = \frac{d_{\text{erro}} - d_{\text{erro}}}{B} = \frac{0,1046 - 0,0633}{14,80} = 0,0028 \Rightarrow \text{que } \theta_{\text{elástico}} = \underline{0,0028}$$

Giro permanente

$\theta_{\text{per}} = \theta_{\text{elástico}} (k_{\text{so}} - 1)$  en donde el coeficiente  $k_{\text{so}} = 1,40$  y sustituyendo se obtiene:

$$\theta_{\text{per}} = 0,0028 (1,4 - 1,00) = \underline{0,0011}$$

Verificando los resultados por medio del método simplificado de las Normas Técnicas Complementarias de sismo se obtiene:

Sacando un promedio pesado del  $E_{\text{sis}}$

$$E_{\text{sis}} = \frac{2,6(58,5) + 1,8(57) + 1,00(150) + 0,8(48) + 2,8(52,5) + 3,4(76,5) + 2,8(67,5) + 6,5(96) + 9,1(145,5)}{30,80} = 97 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{\text{sis}} = \frac{E_{\text{sis}}}{3} = 97/3 = 32,33 \text{ kg/cm}^2 = 323,33 \text{ ton/m}^2$$

De las Normas de Sismo para una profundidad de deslante sobre el terreno mayor de 3 m ( 5,20m ) y predio ubicado en la Zona III se tiene:

$$K_r = 9,6 R_r^3 ; K_r = \frac{R}{\theta_{\text{elástico}}}$$

$R_r = (41/\pi)^{1/4}$  por ser cimentación rígida

$$I = \frac{41,8 (14,8)^3}{12} = 11292,24 \text{ m}^4$$

$$R_r = \left[ \frac{4(11292,24)}{\pi} \right]^{1/4} = 10,95 \text{ m} \Rightarrow$$

$$K_r = 9(323,33)(10,95)^3 = 3820573,322 \text{ t/m}$$

Despejando el Giro elástico nos queda  $\theta_{\text{elástico}} = \frac{R}{K_r}$  valuando nos da:

$$\delta_{elast} = \frac{7565}{1920591.822} = \underline{0.0020}$$

$$\delta_{perm} = 0.0020(1.4 - 1) = \underline{0.00080}$$

Como se puede apreciar los resultados son muy parecidos, por lo que se puede concluir que los dos métodos son confiables y para fines de este trabajo se tomarán los primeros valores que fueron contenidos por el setbo visto en clase.

El siguiente caso es verificar si el giro elástico cumple con las Normas Técnicas Complementarias de cimentaciones tabla II, pag 12. Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación.

Inclinación visible  $100 / (100 + 2h)$  por ciento, en donde h es la altura de la construcción en m.

$$100 / (100 + 2(12.5)) = 0.7273 \%$$

como  $0.0028 < 0.00727$  sí cumple

periodo de vibración del suelo. Se calcularán los dos primeros periodos naturales de vibración.

$$T_n = \frac{4D}{(2n-1) \sqrt{g}} \quad , n=1,2,3,\dots ; \quad f = \frac{k}{m} \quad (\text{masa específica}), \text{ considerando:}$$

$$k = 1.24 \text{ t/m}^3 \quad (\text{promedio pesado})$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$E_{s1.0} = 323.33 \text{ t/m}^2$$

$$D = 36 \text{ m}$$

$$f_n = \frac{1.24}{9.81} = 0.1264 \Rightarrow T_1 = 4(36) \frac{0.1264}{323.33} = 2.8472 \text{ seg} ; T_2 = \frac{4(36)}{3} \frac{0.1264}{323.33} = 0.09491 \text{ seg}$$

Conviene destacar que hay que evitar que el periodo de vibración del suelo coincida con el de la estructura, para evitar el fenómeno de fuerte amplificación en la aceleración de la estructura.

PRESIONES EXISTENTES A LA MITAD DE CADA ESTRATO APARTIR DEL NIVEL DE DESPLANTE ANTES DE CONSTRUIR EL EDIFICIO.

PROF. (M) & (1/M3)		U (T/M2)	P (T/M2)	P̄ = P - U (T/M2)	
1.00	NAF		1.52		
4.60	1.52	3.60	6.35	3.39	4.50
5.20		4.20	7.65	3.43	
7.20	1.14	6.90	10.64	3.94	3.7
9.60	1.11	9.50	12.64	4.04	3.9
10.60	1.60	9.50	14.24	4.64	4.3
11.40	1.13	10.40	15.15	4.75	4.7
14.20	1.38	13.20	19.04	5.84	5.3
17.60	1.17	14.50	22.02	6.42	6.1
20.40	1.26	19.40	26.55	7.15	6.8
25.90	1.25	25.30	34.60	8.72	8.0
36.00	1.28	35.00	46.32	11.32	1.01
		CAPA DE SUELO RESISTENTE		46.32	

FIGURA III.4

III.3.3. Movimientos diferidos debidos al incremento neto de carga, en el contacto suelo-cimentación.

Incremento de presión

$$M_u = M_o - P_{\text{adm}}$$

$$M_o = 5519 / 41.8 \times (4.0) = 8.34 \text{ t/m}^2$$

$$P_{\text{adm}} = 7.68 \text{ t/m}^2$$

$$M_u = 8.34 - 7.68 = \underline{0.66 \text{ t/m}^2}$$

En base a los sondeos realizados se obtuvieron las curvas de compresibilidad, para diferentes profundidades y con los diagramas de presión se obtuvo la siguiente tabla:

ESTRATO	$M_u$ t/m <sup>2</sup>	$F_{\text{adm}}$ kg/cm <sup>2</sup>	$Z$ m	$E_z$ kg/cm <sup>2</sup>	$e_o$	$P_e$ kg/cm <sup>2</sup>	$e_v$	$\Delta e$	$H$ cm	$\frac{\Delta H}{H}$ cm
1	0.66	0.37	1.33	0.0559	1.487	0.4359	1.482	0.005	260	0.5227
2	0.66	0.39	3.50	0.0656	7.400	0.4576	7.310	0.090	190	1.9286
3	0.66	0.43	4.90	0.0606	7.340	0.4906	7.290	0.050	100	0.5995
4	0.66	0.47	5.80	0.0583	7.300	0.5283	7.270	0.030	80	0.2992
5	0.66	0.53	7.60	0.0530	7.250	0.5830	7.220	0.030	280	1.0182
6	0.66	0.61	10.70	0.0441	7.030	0.6541	6.950	0.080	340	3.3873
7	0.66	0.68	13.80	0.0345	6.870	0.7165	6.940	0.030	290	1.0673
8	0.66	0.80	19.45	0.0278	6.150	0.8278	8.100	0.050	550	3.5519
9	0.66	1.01	26.25	0.0132	8.040	1.0282	8.000	0.040	910	<u>4.0265</u>

$H_{\text{total}} = 16.3912 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$

De las gráficas en la prueba de consolidación Fig. III.5.6,7,8, entrando con  $P_{\text{adm}}$  de los diagramas de presión Fig. III.4, se obtiene la relación de vacíos  $e_o$ . Como  $E_z = P_e - P_{\text{adm}}$ , si despejamos, y damos valores se obtiene la presión final  $P_e = P_{\text{adm}} + E_z$ , de igual forma entrando con la presión final en las gráficas de la prueba de consolidación, se obtiene la relación de vacíos final  $e_v$ , y con estos valores obtenidos ( $e_o, e_v$ ) se puede obtener el incremento en la relación de vacíos  $\Delta e = e_o - e_v$ , sustituyendo valores en  $\frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta e}{1 + e_o}$ , obtenemos los movimientos diferidos en cada estrato.

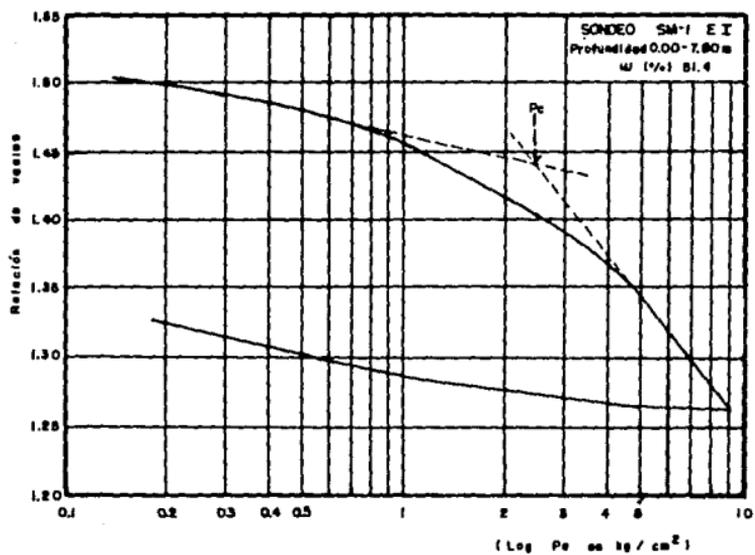


Fig. III.5 Prueba de consolidación

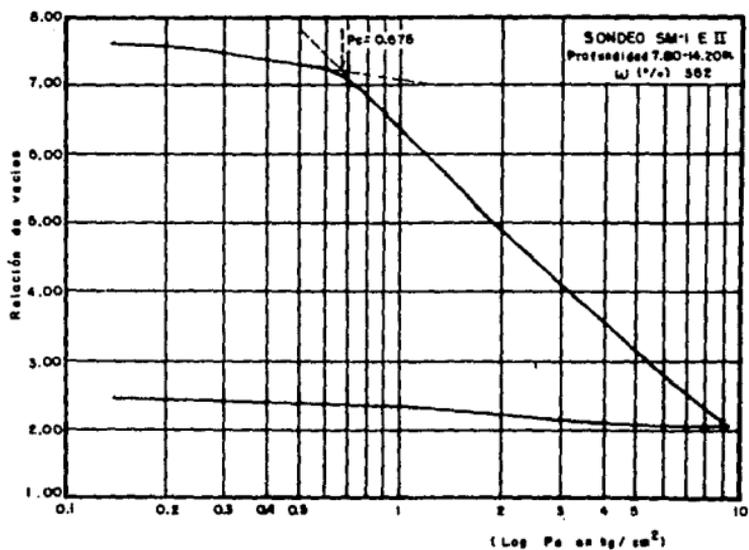


Fig. III.6 Prueba de consolidación

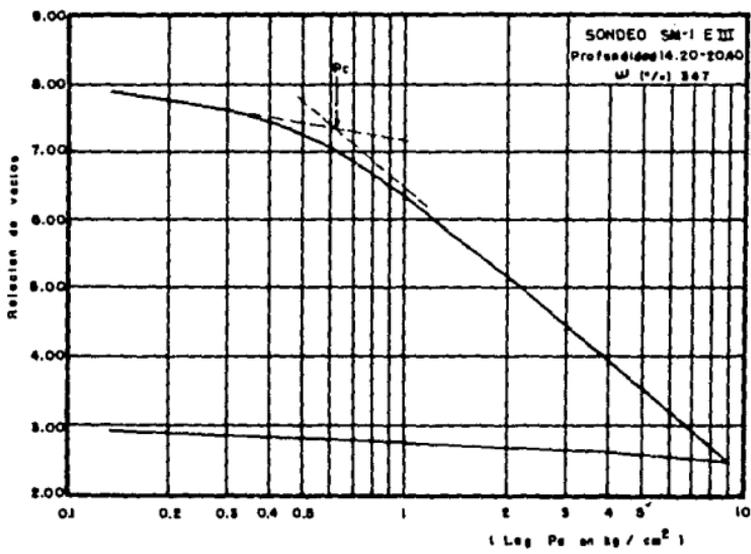


Fig. III.7 Prueba de consolidación

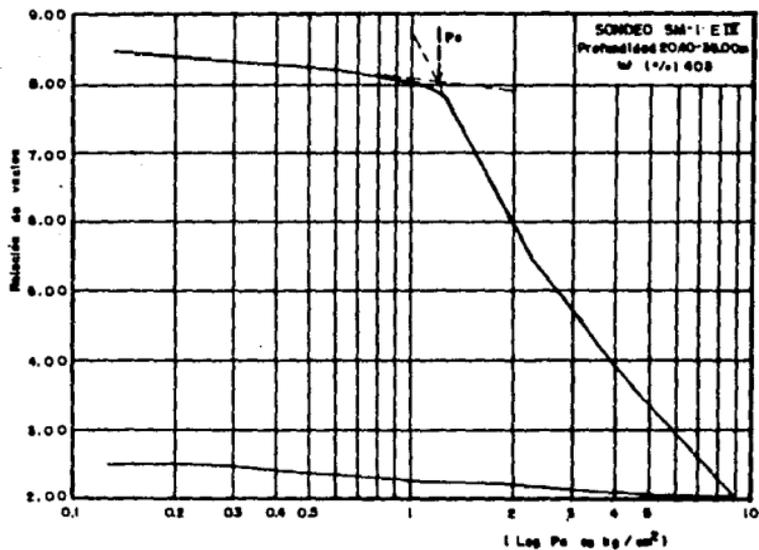


Fig. III.8 Prueba de consolidación

#### IV. CONSTRUCCION.

Dentro del presente capítulo se revisarán los estados de límite y de servicio de la excavación, que es el primer paso dentro de lo que es la construcción. Por lo que, la finalidad de este trabajo escrito, es conocer el comportamiento desde el punto de vista de la Mecánica de Suelos.

##### IV.1.0. Estados límite de falla.

##### IV.1.1. Falla por subpresión.

Por ser una construcción aislada solo será necesario revisar la estabilidad del fondo de la excavación, por flujo de agua. En donde el nivel freático deberá controlarse y extraerse de la excavación, por bombeo, y se comprobará mediante la siguiente expresión: (N.T.C.- Cimentaciones)

$$h > (\frac{k_w}{k_s})h_w$$

donde:

$h$  = Espesor de la capa impermeable.

$h_w$  = Altura piezométrica en el lecho inferior, de la capa impermeable.

$k_w$  = peso volumétrico del agua.

$k_s$  = peso volumétrico del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.

Cuando el espesor  $h$  sea insuficiente para asegurar la estabilidad, será necesario reducir las carga hidráulica del estrato permeable, por medio de pozos de alivio.



#### IV.1.2. Estabilidad de taludes.

Se revisará tomando en cuenta la inclinación de taludes y considerando que es una construcción aislada.

Del Juárez Badillo Tomo II en la figura V.a.4. Gráfica de Taylor se tiene la siguiente expresión:

$$\frac{C}{F_s \& H}$$

Donde:

C = Cohesión (promedio pesado)

F<sub>s</sub> = factor de seguridad para construcciones aisladas F<sub>s</sub> = 1/F<sub>a</sub>

& = peso volumétrico (promedio pesado)

H = Nivel de despiante de la excavación.

datos:

$$C = \frac{2.5(4.8) + 2.0(0.8)}{5.2} = 2.4423 \text{ t/m}^2$$

$$F_a = 0.70 \Rightarrow F_s = 1/0.70 = 1.4286$$

$$\& = \frac{1.52(4.8) + 1.14(0.60)}{5.20} = 1.4762 \text{ t/m}^2$$

$$H = 5.20 \text{ m}$$

$$\text{sustituyendo valores } \frac{2.4423}{(1.4286)(1.4762)(5.2)} = 0.2227$$

Entrando a la gráfica de Taylor con 0.2227 => un ángulo de inclinación  $\delta = 75^\circ$ , por lo que el talud de nuestra cimentación no deberá sobrepasar este ángulo, para conservar su estabilidad.  
Fig. IV.1.p.43.

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

#### IV.2.0. Estados Limite de Servicio.

Para su estudio será necesario revisar las expansiones instantáneas y diferidas, al momento de la excavación, lo cual ya fue revisado en el capítulo anterior en el punto III.3.p.29.

## V. CONCLUSIONES.

Considero que es necesario que al tema de cimentaciones compensadas se le de la importancia que tiene en nuestro país, la cual es necesaria para poder tener un criterio más certero de lo que se realiza en una obra donde las características de suelo sean su alto contenido de agua, gran deformabilidad y poca resistencia, como lo es la arcilla del Valle de México, y así poder evitar problemas con las estructuras y corregirlos antes de terminar la obra, que además de los problemas antes mencionados todavía tiene que enfrentarse a otro muy importante como lo son los sismos, y como se sabe toda estructura se basa en una buena cimentación.

De los métodos antes mencionados para valuar las deformaciones trasitorias y permanentes bajo cargas sísmicas (tema 11.3.2.), como se puede comprobar el más adecuado es el visto en clase por el Ing. Agustín Demeneghi, puesto que se realiza en una forma que nos permite tener resultados más confiables al dividir la cimentación en cuatro bloques iguales, analizar las deformaciones en un sentido y luego en el otro; lo más importante es que considera un Módulo de Elasticidad Dinámico, para cada estrato lo que nos da valores aproximados a la realidad, lo que representa seguridad para el Ing. calculista aumentando su calidad de trabajo. Para comprobar los resultados obtenidos se utiliza el método simplificado que marcan

las Normas Técnicas Complementarias Sismo, que da resultados muy aproximados a los obtenidos.

Como resumen se puede decir que este tema es muy importante para los ingenieros que se dedican a los estudios de mecánica de suelos y en general para todos los ingenieros que trabajan con arcillas de propiedades como las del Distrito Federal, en las que, por sus características antes mencionadas, es factible utilizar el principio de las cimentaciones compensadas y así abatir costos, en lugar de poner pilotes, esto siempre que se justifique. Hay que recalcar que este tipo de cimentación es recomendable para estructuras con un peso medio, puesto que si son muy pesadas y grandes se tiene que pensar en otro tipo de cimentación, como pueden ser los pilotes.

Para el presente trabajo se realizaron varios cálculos y los resultados corresponden al que cumplió con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal - 1987, dando los siguientes valores:

-Estados Límite de Falla:

primera combinación

$$C_u N_c F_s + P_v > \frac{Q R F_c}{A}$$

$$16.38 \text{ t/m}^2 > 15.10 \text{ t/m}^2 \quad \text{si cumple}$$

segunda combinación

$$\leq QF_c / A' < C_u N_c F_s f + P_v$$

$$13.03 \text{ t/m}^2 < 15.81 \text{ t/m}^2 \quad \text{si cumple}$$

-Estados Límite de Servicio:

Expansiones elásticas.

Calculado < Reglamento

$$18.99 \text{ cm} < 30.00 \text{ cm} \quad \text{si cumple}$$

Deformaciones transitorias y permanentes bajo cargas sismicas

Por ser una construcción aislada las deformaciones transitorias, no será necesaria su revisión.

Deformaciones permanentes.

Calculado <  $100/(100+3h)\%$  RDF-NTCS

$$0_{s,s} = 0.0011 < 0.00727 \quad \text{Ing. Demenighi si cumple}$$

$$0_{p,s} = 0.0080 < 0.00727 \quad \text{N.T.C.- Sismo si cumple}$$

Movimientos diferidos

Calculado < Reglamento

$$18.39 \text{ cm} < 30.00 \text{ cm} \quad \text{si cumple}$$

-Estados Límite de Falla dentro de la Excavación:

Falla por subpresión

$$h > (\frac{c_u}{\gamma_w}) h_w$$

4.40 m > 7.63 m no cumple por lo que será necesario abatir los niveles piezométricos con pozos de alivio.

Estabilidad de taludes

El ángulo de inclinación  $\delta = 75^\circ$  por lo que talud de nuestra cimentación no deberá sobrepasar este ángulo.

**BIBLIOGRAFIA.**

Zeevaert L, "Foundation Engineering for Difficult Subsoil conditions, Van Nostrand Reinhol, 1973.

Zeevaert L, "Interacción suelo-estructura de cimentación" Limusa, 1980.

Deméneghi A, "Notas sobre la interacción suelo-estructura" División de Educación Continua, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1982.

Deméneghi A, "Notas sobre Cimentaciones Compensadas" Profesor de Mecánica de Suelos Facultad de Ingeniería, UNAM.

Deméneghi A, "Notas sobre el Curso de Cimentaciones Semestre 90-1" Facultad de Ingeniería, UNAM.

Juárez Badillo E, Mecánica de Suelos Tomo I y II Limusa.