

8  
24



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ACATLAN**

**CIMENTACIONES COMPENSADAS**

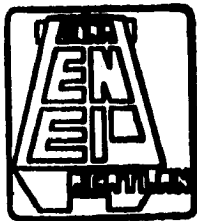
**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE :

**INGENIERO CIVIL**

PRESENTA :

**ARTURO FLORES MELGOZA**



NAUCALPAN EDO. DE MEX.

1996

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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

**A LA UNAM :**

**ENEP ACATLAN**

**POR BRINDARME LA OPORTUNIDAD DE PREPARARME PARA  
EJERCER ESTA PROFESION EN BIEN DE LA SOCIEDAD  
DE LA CUAL FORMO PARTE, Y CON ELLO LOGRAR UNA DE  
MIS MAS GRANDES METAS.**

**A LOS PROFESORES :**

**DE LA MATERIA DE GEOTECNIA, LOS CUALES ME  
BRINDARON CONOCIMIENTOS Y SU DECIDIDO APOYO  
DURANTE MI PREPARACION PROFESIONAL.  
DE MANERA MUY ESPECIAL A LOS ASESORES POR SU  
VALIOSA AYUDA EN LA REALIZACION DE ESTE  
TRABAJO.**

**A MIS PADRES**

**CON AGRADECIMIENTO POR SU VALIOSA AYUDA Y  
COMPRENSION QUE ME BRINDARON PARA LLEVAR  
A CABO LA TERMINACION DE MI CARRERA.**

**A USTEDES DEDICO ESTA TESIS.**

# CONTENIDO

## INTRODUCCION.

### CAPITULO

PAG.

<b>I. PROPAGACION DE ESFUERZOS EN UNA MASA DE SUELO .....</b>	<b>3</b>
1.1 Carga puntual	
1.2 Carga lineal	
1.3 Carga uniformemente distribuida	
1.4 Distribución de esfuerzos por el método de Newmark	
<b>II. ESTUDIO DE LOS MOVIMIENTOS VERTICALES. ....</b>	<b>17</b>
11.1 Origen de los asentamientos	
11.2 Movimientos por consolidación	
11.3 Movimientos por expansión	
11.4 Comportamiento en el contacto suelo estructura.	
<b>III. CAPACIDAD DE CARGA.....</b>	<b>52</b>
111.1 Teorías de la capacidad de carga	
111.2 Cimentaciones superficiales	
111.3 Cimentaciones profundas	
<b>IV. CIMENTACIONES COMPENSADAS. ....</b>	<b>96</b>
114.1 Totalmente compensadas	
114.2 Parcialmente compensadas	
114.3 Sobre compensadas	
114.4 Problemas que ocasiona una sobrecompensación	
114.5 Proceso constructivo	
<b>V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>149</b>

## **INTRODUCCION:**

En el presente trabajo de tesis se incluyen estudios previos a la elección del tipo de cimentación, con la finalidad de elegir el más adecuado, el cual cumpla con todas las necesidades de un proyecto.

Este material didáctico facilita el trabajo de investigación, cuando se tenga que efectuar una cimentación por el método de compensación.

Sin duda alguna para poder elegir algún tipo de cimentación que resulte exitoso (tanto para la estructura como para el suelo), debe de cumplir con los siguientes requisitos:

- Que sea segura
- Que sea funcional
- Que sea económica

Todos estos requisitos deben de llevarse a cabo simultáneamente, para cumplir con los objetivos principales, los cuales se mencionan a continuación:

- Mantener en forma vertical a la parte estructural en presencia de cualquier combinación de los diferentes tipos de carga, ya sean cargas muertas, cargas vivas o cargas accidentales (vientos, Sismos etc.).
- Limitar los asentamientos totales y diferenciales que se pudieran presentar .
- Distribuir las cargas en todos los puntos de una masa de suelos incluyendo el peso propio de la estructura.

Las cimentaciones compensadas juegan un papel muy importante dentro de la mecánica de suelos ya que por medio de este tipo de cimentación se han obtenido resultados aceptables en cuanto a problemas de asentamiento totales y diferenciales que son muy frecuentes en suelos de poca resistencia y alta compresibilidad, esto se lleva a cabo mediante la sustitución de peso de suelo por peso de la estructura. Dicha compensación se realiza con los cajones de cimentación, los cuales generan un vacío en su interior, haciendo posible la sustitución del peso del suelo por el peso de la estructura.

# **CAPITULO 1**

## **PROPAGACION DE ESFUERZOS EN UNA MASA DE SUELO**

### **INTRODUCCION:**

Este capítulo trata los métodos con los cuales se pueden realizar los cálculos para conocer la distribución de los esfuerzos en los suelos, provocados por las diferentes combinaciones de carga, de tal forma que se conozca la magnitud de los esfuerzos inducidos en los diferentes estratos que conforman el subsuelo. Dichos esfuerzos al entrar en contacto con el suelo, originan las deformaciones (asentamientos), para lo cual las teorías que se presentan, proporcionan el orden de magnitud en forma aproximada de tales asentamientos.

Actualmente no se han encontrado soluciones que determinen de manera exacta este problema, pero se han obtenido soluciones aproximadas y confiables, tales como las de Boussinesq, Newmark, Burmister, entre otras, que permiten continuar su uso en el análisis de la cimentación.

Todas las soluciones hasta ahora obtenidas se basan en la teoría de la elasticidad, presentada por Boussinesq, quien fue el primero en estudiar el problema de distribución de esfuerzos en una masa de suelo. Las soluciones de Newmark y Burmister, facilitan el cálculo, en diferentes condiciones de estratificación del suelo.



## 1.1. CARGA PUNTUAL

Aún no se ha podido determinar con exactitud la distribución de esfuerzos en una masa de suelo provocados por alguna carga. Boussinesq fue el primero en proporcionar una teoría para aproximar la solución de distribución de esfuerzos.

El problema se resolvió con la teoría de elasticidad propuesta por Boussinesq la cual consiste en suponer en el suelo, propiedades que no posea en su totalidad, pero que proporciona parámetros para evaluar la magnitud aproximada de los posibles asentamientos que se presentarán al ser cargado el suelo.

La teoría de la elasticidad considera un suelo que presenta las siguientes características:

- Un suelo que se comporte linealmente elástico
- Un suelo homogéneo e isótropo
- Un suelo de masa semiinfinita limitada por una sola frontera plana.

El primer caso que se presenta es el de determinar la distribución de esfuerzos en cualquier punto de una masa de suelo, bajo una carga puntual. Boussinesq presenta la siguiente solución:

Para determinar los esfuerzos que una sola carga vertical concentrada induce sobre el suelo con las características anteriormente mencionadas, se utilizará la figura 1, la cual ilustra en forma clara la solución al problema:

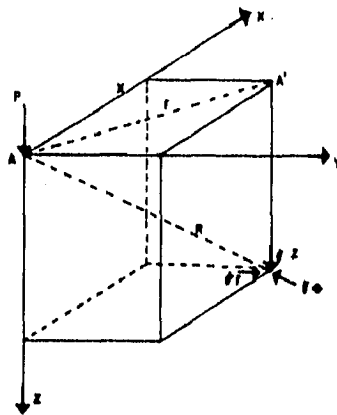


FIG.1 Representación de la distribución de esfuerzos en una masa de suelo, bajo una carga puntual.

**Donde:**

**P.** - Carga concentrada actuante, según la vertical

**X, Y, Z.** - Son las coordenadas del punto donde se calculan los esfuerzos, referidos a un sistema cartesiano en donde el origen debe coincidir con el punto de aplicación de la carga P.

**r.** - Es la distancia radial entre A' y O.

**ψ.** - El ángulo entre el vector posición de A (R) y el eje Z.

Con una serie de cálculos Boussinesq logró llegar a las siguientes expresiones, las cuales nos proporcionan el valor del esfuerzo, que una sola carga puntual concentrada induce en cualquier punto de una masa de suelo:

$$\sigma_z = \frac{3 P Z^3}{2 \gamma R^5} = \frac{3 P}{2 \gamma} \frac{Z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}}$$

Escribiendo esta expresión en forma adimensional tenemos:

$$\sigma_z \frac{Z^2}{P} = \frac{3}{2 \gamma} \left[ \frac{1}{1 + (r/z)^2} \right]^{5/2}$$

Si 
$$P_o = \frac{3}{2 \gamma} \left[ \frac{1}{1 + (r/z)^2} \right]^{5/2}$$

$$\sigma_z = \frac{P}{Z^2} P_o$$

**Donde:**

**σ<sub>z</sub>.** - Esfuerzo normal vertical inducido al suelo.

**r.** - La distancia radial de A' a O.

**Z.** - La distancia entre el plano de aplicación de la carga y el plano en que se sitúa el punto en que se calcula el esfuerzo.

**P.** - Carga concentrada actuante, según la vertical

**P<sub>o</sub>.** - Es el valor de influencia que se obtiene con la relación r/z y se puede determinar de manera rápida y sencilla con la tabla 7 (pags. 13 y 14)

## 1.2 CARGA LINEAL

Es otra forma en que se pueden distribuir las cargas en los estratos del suelo de una manera uniforme. A este problema, Boussinesq presento una solución basándose en la teoría de la elasticidad anteriormente mencionada, y en una ecuación matemática que sin entrar en detalles de la obtención de la misma, se presenta a continuación .

$$\sigma_z = \frac{P}{2 \sqrt{1}} \frac{y z^3}{(x^2+z^2)} \frac{1}{(x^2+y^2+z^2)^{3/2}} \left[ \frac{1}{x^2+y^2+z^2} + \frac{2}{x^2+z^2} \right]$$

Por medio de ejes tridimensionales, Boussinesq represento el problema de la siguiente manera :

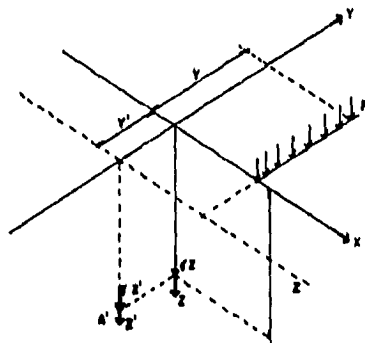


FIG. 2. - Representación de la distribución de esfuerzos en una masa de suelo bajo una carga lineal.

En la figura 2, se representa la distribución de cargas sobre una superficie lineal de manera uniforme en donde:

$P$  = Son las unidades de carga por unidades de longitud.

$\sigma_z$  = Es el esfuerzo que se encuentra al origen de los ejes  $(x,y)$  a una cierta profundidad localizado sobre el eje  $Z$

Con los parámetros  $m = x/z$  y  $n = y/z$ , se puede obtener la ecuación anterior en forma adimensional.

$$\sigma_z \frac{z}{P} = \frac{1}{2 \sqrt{1}} + \frac{n}{(m^2+1)(m^2+n^2+1)^{3/2}} \left[ \frac{1}{m^2+n^2+1} + \frac{2}{m^2+1} \right]$$

La igualdad (módulo de influencia "Po") se tabuló para facilitar el cálculo, quedando la expresión de la siguiente manera:

$$\sigma_z = \frac{P}{Z} * P_o$$

P = Presión de carga

Po = Módulo de influencia

Z = Profundidad.

Este método puede ser utilizado para el cálculo de la distribución de esfuerzos en zapatas corridas o muros desplantados directamente sobre el terreno, en muros de retención que soportan cargas, etc. tomando en cuenta las condiciones de la teoría de la elasticidad. Este método de cálculo es poco usual, por no decir nulo, en el cálculo de distribución de esfuerzos, cuando se utiliza una cimentación de tipo compensada.

Po.- Fue tabulado por R.E. Fadum para facilitar el problema y encontrar los diferentes valores de "m" y "n" por medio de la figura 8. (Ver pag. 15)

### 1.3 CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA

Si se desea encontrar el esfuerzo en un punto de una masa de suelo provocado por una área cargada uniformemente, a una cierta profundidad se podrá resolver con las siguientes ecuaciones hechas por Boussinesq, aplicando la teoría de la elasticidad.

$$\frac{\sigma_z}{4\eta} = \frac{w}{z^2} \left[ \frac{2xyz(x^2+y^2+z^2)^{\frac{1}{2}}}{(x^2+y^2+z^2)+x^2y^2} * \frac{x^2+y^2+2z^2}{x^2+y^2+z^2} + \text{ang. tag } \frac{2xyz(x^2+y^2+z^2)^{\frac{1}{2}}}{z^2(x^2+y^2+z^2)-x^2y^2} \right]$$

Esta expresión se puede escribir en forma adimensional con los parámetros m = x/z y n = y/z, de la siguiente forma:

$$\frac{\sigma_z}{w} = \frac{1}{4\eta} \left[ \frac{2mn(m^2+n^2+1)^{\frac{1}{2}}}{(m^2+n^2+1)+m^2n^2} * \frac{m^2+n^2+2}{m^2+n^2+1} + \text{ang. tag } \frac{2mn(m^2+n^2+1)^{\frac{1}{2}}}{(m^2+n^2+1)-m^2n^2} \right]$$

Se adopta a la igualdad como el módulo de influencia  $W_0$ , que ha sido tabulado por medio de la figura 9, ( Ver pag.16 ) para facilitar el cálculo.

Cabe mencionar que los módulos de influencia son específicos para esfuerzos a una profundidad, situados en una esquina de la superficie cargada coincidiendo con el origen, como se muestra en la figura 3.

La ecuación se resuelve de una manera muy sencilla :

$$\sigma_z = W * W_0$$

donde:

W. - Carga actuante

$W_0$ . - Módulo de influencia

El módulo ( $W_0$ ) de influencia es obtenido por medio de la figura 9.

Si se desean calcular los esfuerzos fuera del origen se tendrá que realizar el siguiente procedimiento:

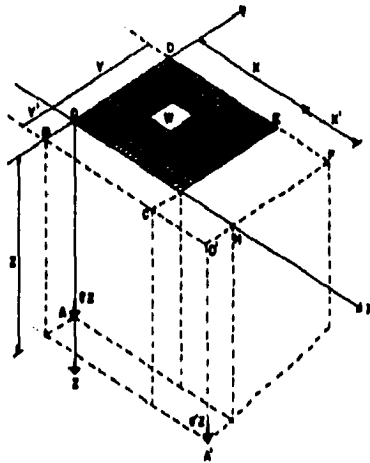


FIG.3. Representación de la distribución de esfuerzos en una masa de suelo bajo una carga uniformemente cargada.

**Donde:**

Se calcula un  $\sigma_z'$  con la longitud  $y + y'$ , posteriormente se calcula  $\sigma_z''$  con la longitud  $y'$  y únicamente con la diferencia de estos valores de esfuerzos se obtiene el esfuerzo en el punto deseado.

**Esto es :**

$\sigma_z' + \sigma_z'' = \sigma_z'''$  del punto deseado.

Esta solución es comunmente empleada para determinar los esfuerzos inducidos bajo una área rectangular uniformemente cargada, como son losas y cajones de cimentación.

#### **1.4 ESTUDIOS DE BURMISTER ACERCA DE LA DISTRIBUCION DE ESFUERZOS**

Los estudios antes mencionados acerca de la distribución de esfuerzos, estan referidos a un estrato homogéneo de una sola capa. Burmister realizó estudios en un sistema no homogéneo, el cual presenta las siguientes características:

- a) El sistema esta formado por dos capas de suelo. La primera es horizontalmente infinita, con un espesor finito, como se muestra en la figura 4. La segunda capa, la cual se encuentra debajo de la anterior, es seminfinita.
- b) Cada una de las capas es homogénea, isótropa y linealmente elástica.
- c) Se supone que la superficie de contacto entre las dos capas es continua, plana y rugosa.

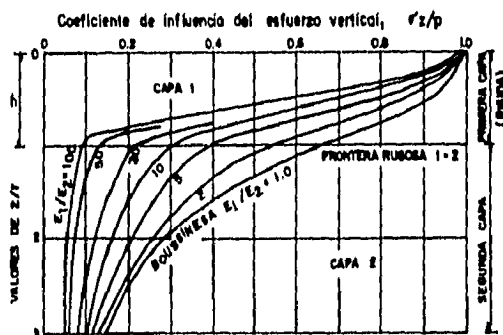


FIG.4 Curvas de influencia de esfuerzos verticales transmitidos en un sistema de dos capas elásticas (según Burmister).

Los estudios realizados por Burmister, dieron como resultado la figura 5, la cual nos permite obtener los coeficientes de influencia del esfuerzo vertical  $\tau_z/p$ , para un sistema de dos capas, elásticas, suponiendo una carga uniforme vertical, superficial, circular y bajo el centro del área cargada. En la obtención del coeficiente de influencia es necesario conocer primeramente los valores de los módulos de elasticidad de las dos capas  $E_1$  y  $E_2$ , mediante pruebas de placa. Para la obtención de la figura 5, se fijó la relación de Poisson de 0.5, para ambas capas.

Burmister elaboró la figura 5, para evaluar la distribución de esfuerzos, bajo cualquier punto de una superficie circular, de radio igual al espesor de la primera capa esfuerzos. dicha figura hace una comparación de la distribución de esfuerzos propuesta por Boussinesq en un medio homogéneo.

Cabe hacer mención de que los estudios realizados por Burmister, tienen su aplicación práctica en el diseño de pavimentos, más que en el diseño de edificaciones.

Los resultados de la distribución de esfuerzos obtenidos con el sistema de dos capas, pueden considerarse aceptables por proporcionar en la mayoría de los casos, esfuerzos verticales menores, en comparación con la teoría de Boussinesq. Sin embargo a pesar de los esfuerzos realizados por investigadores acerca de la distribución de esfuerzos, distan de proporcionar soluciones que determinen de manera exacta dicha distribución.

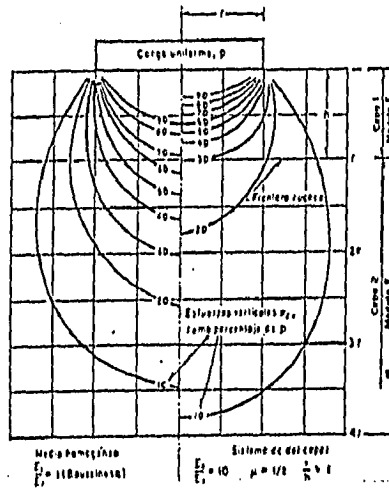


FIG. 6. Distribución de esfuerzos en un sistema de dos capas.

### 1.5 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS POR EL METODO DE NEWMARK

Newmark presentó un método para el cálculo de la distribución de los esfuerzos verticales transmitidos por una área cargada a los estratos del suelo de un medio seminfinito, tomando en consideración la teoría de la elasticidad.

Basándose en la ecuación del esfuerzo vertical bajo el centro de una área circular uniformemente cargada, la cual se presenta a continuación, Newmark propuso la siguiente solución:

Ecuación del esfuerzo vertical bajo el centro de un área circular uniformemente cargada.

$$\sigma_z = W \left[ 1 - \left( \frac{1}{1 + (r/Z)^2} \right)^{3/2} \right]$$

Se puede escribir de la siguiente forma para facilitar el trazo de la Carta :

$$\frac{\sigma_z}{W} = 1 - \left( \frac{1}{1 + (R/Z)^2} \right)^{3/2}$$



### Solución de Newmark.

Si se le da el valor de  $0.1$  a  $\sigma_z/w$  tenemos que la relación  $r/z = 0.27$  donde el radio  $r = 0.27 z$ , donde  $Z$  es la profundidad a la cual se desea calcular los esfuerzos.

Si se divide una circunferencia en un número de segmentos, cada uno de estos contribuirá con la misma magnitud de esfuerzo. Esto es que si dividimos en 20 segmentos la circunferencia de  $r = 0.27Z$ , cada segmento tendrá el valor  $\sigma_z = 0.1 W/20$ , entonces  $\sigma_z = 0.005 W$ . Donde  $0.005$  es el valor de influencia. Ahora bien para seguir trazando la carta se da otro valor  $\sigma_z = 0.2$  y resulta que  $r/z = 0.40 \Rightarrow r = 0.40z$ , de esta manera se le van dando valores  $\sigma_z$  y se van determinando las relaciones  $r/z$  para el trazo de la carta.

Una vez trazada la carta se dibuja en papel transparente el área que va ser cargada con sus respectivas cargas, uniformemente distribuidas, se coloca en el centro de la carta el punto donde se desea conocer el esfuerzo. Se cuenta el número de segmentos de la carta y se multiplica por sus respectivas cargas obteniéndose así el esfuerzo en el punto deseado.

Este método es gráfico y es utilizado principalmente en edificaciones desplazadas sobre cajones o losas de cimentación, que presentan áreas con diferentes magnitudes de carga, así como también en las cimentaciones compensadas.

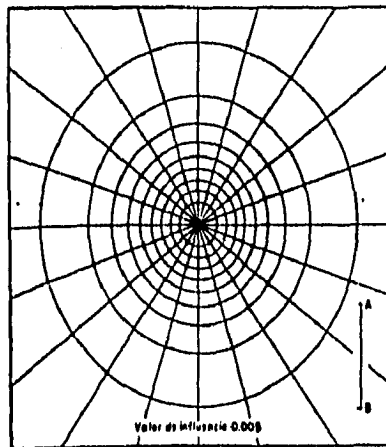


FIG. 8. Carta de Newmark

TABLA 7

VALORES DE INFLUENCIA PARA EL CASO DE CARGA PUNTAL

r/z	Po	r/z	Po	r/z	Po	r/z	Po
0.00	0.4770	0.74	0.1027	1.52	0.0240	2.28	0.0050
0.01	0.4773	0.71	0.1091	1.55	0.0234	2.29	0.0049
0.02	0.4770	0.70	0.1145	1.58	0.0228	2.30	0.0048
0.03	0.4764	0.70	0.1200	1.55	0.0224	2.31	0.0047
0.04	0.4756	0.69	0.1264	1.54	0.0219	2.32	0.0047
0.05	0.4745	0.68	0.1333	1.53	0.0214	2.33	0.0046
0.06	0.4732	0.67	0.1407	1.50	0.0209	2.34	0.0045
0.07	0.4717	0.67	0.1486	1.50	0.0204	2.35	0.0044
0.08	0.4699	0.66	0.1570	1.47	0.0200	2.36	0.0043
0.09	0.4679	0.65	0.1658	1.41	0.0195	2.37	0.0043
0.10	0.4657	0.65	0.1750	1.42	0.0191	2.38	0.0042
0.11	0.4633	0.64	0.1846	1.43	0.0187	2.39	0.0041
0.12	0.4607	0.63	0.1946	1.44	0.0183	2.40	0.0040
0.13	0.4579	0.62	0.2050	1.45	0.0179	2.41	0.0039
0.14	0.4548	0.62	0.2158	1.46	0.0175	2.42	0.0038
0.15	0.4514	0.61	0.2270	1.47	0.0171	2.43	0.0037
0.16	0.4478	0.62	0.2385	1.48	0.0167	2.44	0.0036
0.17	0.4440	0.63	0.2503	1.48	0.0163	2.45	0.0035
0.18	0.4400	0.64	0.2624	1.70	0.0159	2.46	0.0034
0.19	0.4357	0.65	0.2748	1.71	0.0155	2.47	0.0033
0.20	0.4312	0.66	0.2875	1.72	0.0151	2.49	0.0032
0.21	0.4264	0.67	0.3005	1.73	0.0147	2.49	0.0031
0.22	0.4214	0.68	0.3137	1.74	0.0143	2.50	0.0030
0.23	0.4162	0.69	0.3271	1.75	0.0140	2.51	0.0029
0.24	0.4108	1.00	0.3407	1.76	0.0136	2.52	0.0028
0.25	0.4052	1.01	0.3545	1.77	0.0133	2.52	0.0027
0.26	0.4004	1.02	0.3685	1.78	0.0129	2.53	0.0026
0.27	0.3954	1.03	0.3827	1.79	0.0126	2.55	0.0025
0.28	0.3902	1.04	0.3971	1.80	0.0122	2.56	0.0024
0.29	0.3848	1.05	0.4117	1.81	0.0119	2.57	0.0023
0.30	0.3793	1.06	0.4265	1.82	0.0116	2.58	0.0022
0.31	0.3738	1.07	0.4415	1.83	0.0112	2.59	0.0021
0.32	0.3682	1.08	0.4567	1.84	0.0109	2.60	0.0020
0.33	0.3626	1.09	0.4721	1.85	0.0106	2.61	0.0019
0.34	0.3569	1.10	0.4877	1.86	0.0103	2.62	0.0018
0.35	0.3511	1.11	0.5035	1.87	0.0100	2.63	0.0017
0.36	0.3452	1.12	0.5195	1.88	0.0097	2.64	0.0016
0.37	0.3393	1.13	0.5357	1.89	0.0094	2.65	0.0015
0.38	0.3334	1.14	0.5521	1.90	0.0091	2.66	0.0014
0.39	0.3274	1.15	0.5687	1.91	0.0088	2.67	0.0013
0.40	0.3214	1.16	0.5855	1.92	0.0085	2.68	0.0012
0.41	0.3153	1.17	0.6025	1.93	0.0082	2.69	0.0011
0.42	0.3092	1.18	0.6197	1.94	0.0079	2.70	0.0010
0.43	0.3030	1.19	0.6371	1.95	0.0076	2.71	0.0009
0.44	0.2968	1.20	0.6547	1.96	0.0073	2.72	0.0008
0.45	0.2905	1.21	0.6725	1.97	0.0070	2.73	0.0007
0.46	0.2842	1.22	0.6905	1.98	0.0067	2.74	0.0006
0.47	0.2778	1.23	0.7087	1.99	0.0064	2.75	0.0005
0.48	0.2714	1.24	0.7271	2.00	0.0061	2.76	0.0004
0.49	0.2649	1.25	0.7457	2.01	0.0058	2.77	0.0003
0.50	0.2584	1.26	0.7645	2.02	0.0055	2.78	0.0002
0.51	0.2518	1.27	0.7835	2.03	0.0052	2.79	0.0001
0.52	0.2452	1.28	0.8027	2.04	0.0049	2.80	0.0000
0.53	0.2385	1.29	0.8221	2.05	0.0046	2.81	0.0000
0.54	0.2318	1.30	0.8417	2.06	0.0043	2.82	0.0000
0.55	0.2250	1.31	0.8615	2.07	0.0040	2.83	0.0000
0.56	0.2182	1.32	0.8815	2.08	0.0037	2.84	0.0000
0.57	0.2113	1.33	0.9017	2.09	0.0034	2.85	0.0000
0.58	0.2044	1.34	0.9221	2.10	0.0031	2.86	0.0000
0.59	0.1975	1.35	0.9427	2.11	0.0028	2.87	0.0000
0.60	0.1905	1.36	0.9635	2.12	0.0025	2.88	0.0000
0.61	0.1835	1.37	0.9845	2.13	0.0022	2.89	0.0000
0.62	0.1764	1.38	1.0057	2.14	0.0019	2.90	0.0000
0.63	0.1693	1.39	1.0271	2.15	0.0016	2.91	0.0000
0.64	0.1622	1.40	1.0487	2.16	0.0013	2.92	0.0000
0.65	0.1550	1.41	1.0705	2.17	0.0010	2.92	0.0000
0.66	0.1478	1.42	1.0925	2.18	0.0007	2.94	0.0000
0.67	0.1405	1.43	1.1147	2.19	0.0004	2.95	0.0000
0.68	0.1332	1.44	1.1371	2.20	0.0001	2.96	0.0000
0.69	0.1258	1.45	1.1597	2.21	0.0000	2.97	0.0000
0.70	0.1184	1.46	1.1825	2.22	0.0000	2.98	0.0000
0.71	0.1109	1.47	1.2055	2.23	0.0000	2.99	0.0000
0.72	0.1034	1.48	1.2287	2.24	0.0000	3.00	0.0000
0.73	0.0958	1.49	1.2521	2.25	0.0000	3.01	0.0000
0.74	0.0882	1.50	1.2757	2.26	0.0000	3.02	0.0000
0.75	0.0805	1.51	1.3005	2.27	0.0000	3.03	0.0000

TABLA 7

VALORES DE INFLUENCIA PARA EL CASO DE CARGA PUNTUAL

r/z	Po	r/z	Po	r/z	Po	r/z	Po
3.04	0.0834	3.22	0.0811	3.40	0.0009	3.75	
3.85	0.0014	3.23	0.0031	3.41	0.0088	a	0.0001
3.06	0.0014	3.24	0.0011	3.42	0.0008	3.98	
3.07	0.0014	3.25	0.0011	3.43	0.0008		
3.08	0.0013	3.26	0.0010	3.44	0.0808	3.91	
3.09	0.0013	3.27	0.0010	3.45	0.0000	a	0.0804
3.10	0.0013	3.28	0.0010	3.46	0.0008	4.12	
3.11	0.0813	3.29	0.0010	3.47	0.0008		
3.12	0.0013	3.30	0.0010	3.48	0.0008	4.13	
3.13	0.0012	3.31	0.0009	3.49	0.0008	a	0.0003
3.14	0.0012	3.32	0.0009			4.43	
3.15	0.0812	3.33	0.0009	3.58			
3.16	0.0012	3.34	0.0009	a	0.0007	4.44	
3.17	0.0812	3.35	0.0009	3.61		a	0.0002
3.18	0.0012	3.36	0.0009				
3.19	0.0011	3.37	0.0009	3.62		4.90	
3.20	0.0011	3.38	0.0009	a		4.91	
3.21	0.0011	3.39	0.0009	3.74	0.0006	a	0.0001
						6.15	

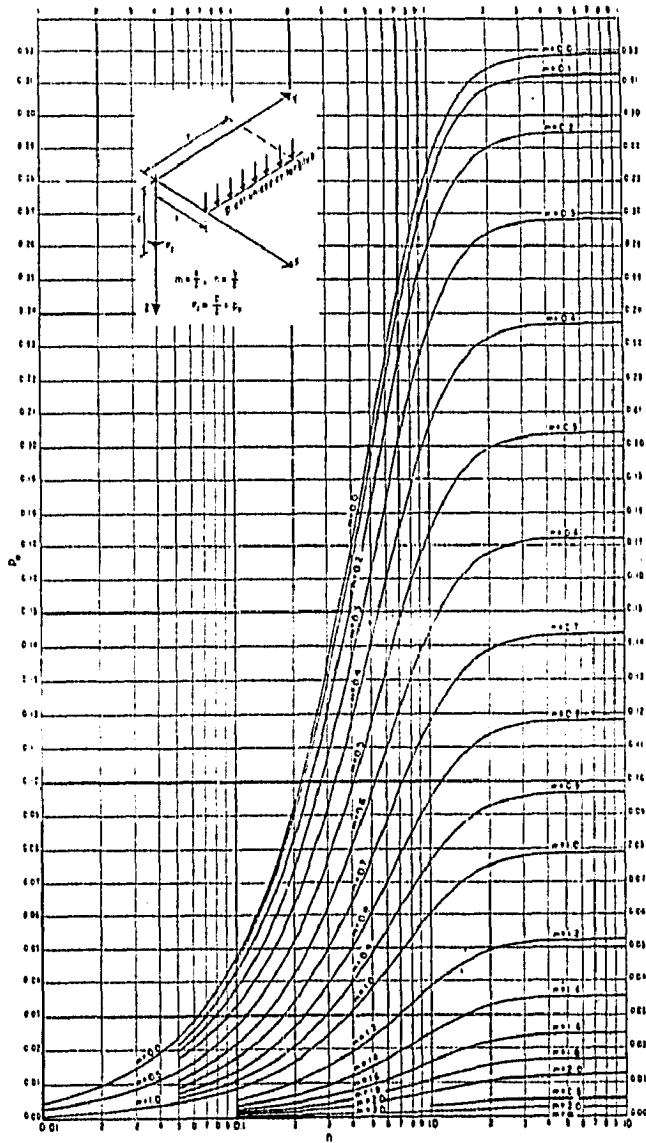


FIG. 8. Valores de influencia para el caso de carga lineal (Según Fadum).

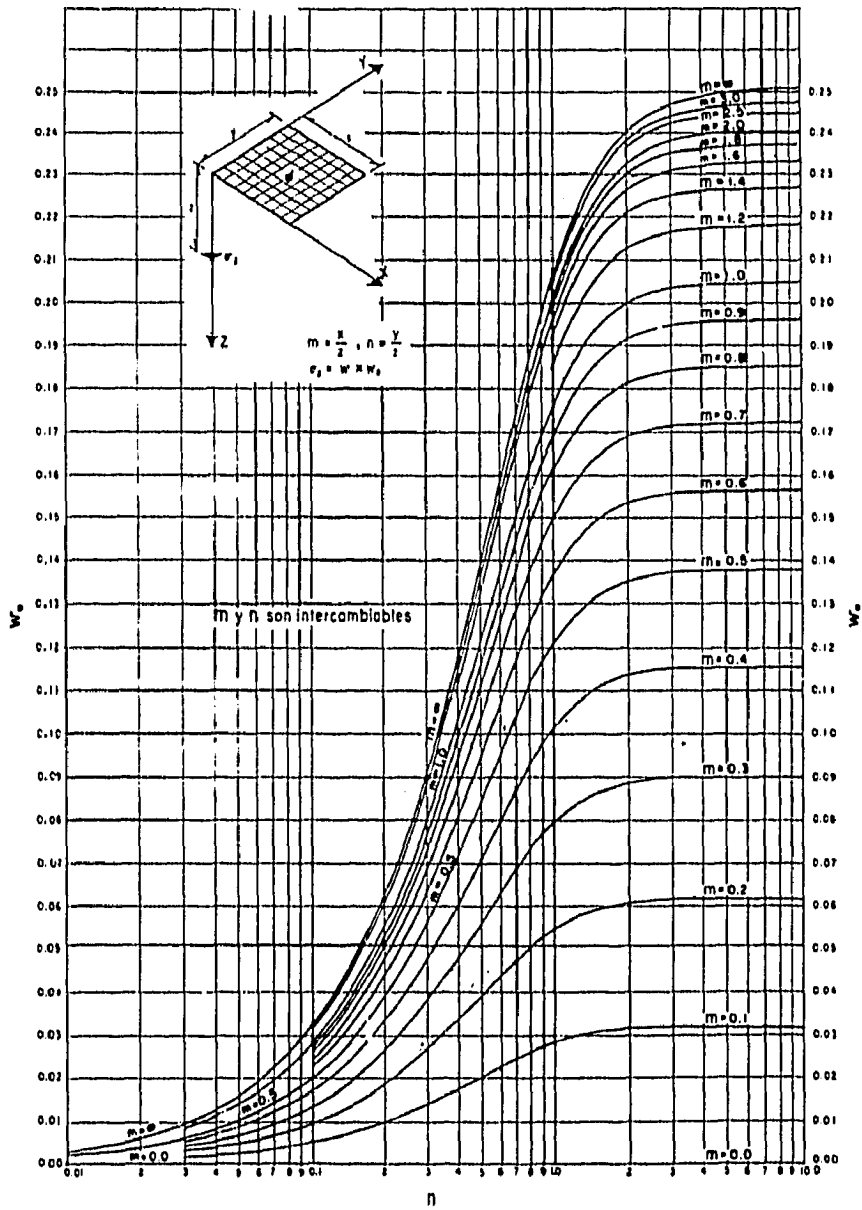


FIG.9. Valores de influencia para el caso de un área rectangular uniformemente cargada (caso de Boussinesq)

## CAPITULO II

### ESTUDIO DE LOS MOVIMIENTOS VERTICALES

Se entendera por movimientos verticales (asentamientos), al hundimiento de una estructura, el cual es provocado por la compresión y deformación del subsuelo. Dicha compresión y deformación, se origina por diferentes motivos, los cuales se mencionarán mas adelante.

Para realizar un estudio de los asentamientos que se presentan en las edificaciones, es conveniente tomar en cuenta las siguientes recomendaciones, las cuales nos proporcionan un criterio más amplio del posible comportamiento del suelo, al ser cargado con alguna estructura:

- a).- Los materiales granulares como gravas, arenas gruesas y medias, generalmente alcanzan su máximo asentamiento, en el instante en que se le aplica la carga, y este la conserva permanentemente.
- b).- El limo y la arena fina pueden alcanzar gran parte de su consolidación en el momento en que se aplica la carga, pero el asentamiento puede ir aumentando poco a poco a lo largo del tiempo, debido a que la presión de la carga desplaza parte del contenido de agua del suelo.
- c).- Las arcillas alcanzan parte de su consolidación al momento de aplicar la carga, pero como son plásticas, generalmente continúan su consolidación lentamente durante un largo periodo de tiempo.
- d).- El fango y el lodo orgánico son materiales no deseables para la construcción, pues es aventurado predecir cual será el asentamiento de una estructura apoyada sobre los mismos, salvo en el caso en que la estructura se proyecte para que el peso del suelo que desplaza sea igual al suyo, con lo cual quedará flotante.
- e).- Regularmente lo que preocupa en la estabilidad de las estructuras, son los asentamientos diferenciales que se le pudieran presentar, más que el asentamiento total de la estructura.
- f).- Los estratos compresibles situados a poca profundidad del nivel de desplante del cimiento, constituyen un riesgo a la estructura, pues con el tiempo se pueden presentar asentamientos de consideración.

## **II.1.- ORIGEN DE LOS ASENTAMIENTOS**

Al construir una estructura apoyada sobre cualquier tipo de terreno, es inevitable que se produzca un asentamiento, esto debido a los de vacíos que se encuentran dentro de la masa de suelo. En la actualidad no se cuenta con métodos que proporcionen valores exactos en cuanto al cálculo de asentamientos, pero existen soluciones que proporcionan resultados aceptables.

Para llevar un estudio ordenado de los movimientos verticales, primeramente se estudiarán las causas que originan dichos movimientos.

Las causas que originan los movimientos verticales pueden darse bajo diferentes tipos de acciones, las cuales afectan de manera directa o indirecta las condiciones de trabajo del suelo, dichas causas se mencionan a continuación:

- a) **Peso propio de la estructura.**
- b) **Consolidación del terreno.**
- c) **Cavernas debajo de las construcciones.**
- d) **Vibración y Sismos.**
- e) **Asentamiento catastrófico, producido al sobre cargar el terreno.**
- f) **Deterioro de la cimentación.**
- g) **Licuación**
- h) **Socavación**
- i) **Congelación**
- j) **Abatimiento del nivel de aguas freáticas, etc.**

## **ASENTAMIENTOS INMEDIATOS**

Toda edificación experimenta un asentamiento inmediato durante el período de ejecución de la obra, debido a las cargas que la superestructura transmite al suelo a través de la cimentación, provocando que este se comprima y sufra deformación. La magnitud con que dicho asentamiento se presentará, se encuentra en función del tipo de suelo en el que estará apoyada la estructura, de la forma en que las cargas de la estructura se distribuyan bajo la superficie del cimiento y del procedimiento constructivo.

La complejidad de las propiedades mecánicas de los suelos, la heterogeneidad derivada de su estratificación, hacen que el asentamiento de la construcción pueda preverse con exactitud solo en condiciones excepcionales. Este no es un impedimento para que el análisis teórico de los asentamientos sea indispensable y útil, ya que los resultados permiten al ingeniero identificar los factores que determinan la magnitud y la distribución de los mismos.

El análisis estructural de las edificaciones se basa en la hipótesis de que dicha estructura va a ser desplantada sobre una base indeformable, lo cual no se cumple del todo. Por tal motivo se debe realizar un estudio detallado del terreno donde se ubicará la edificación para evitar los asentamientos no deseables en la edificación.

## **CONSOLIDACION DE TERRENOS**

Una de las causas principales que produce asentamientos en los suelos es la extracción del agua de los mantos acuíferos del subsuelo. Dicha extracción provoca el desequilibrio de presiones en el agua, de la siguiente forma: se induce un flujo de agua dentro de la masa de arcilla; las fuerzas de filtración implican un incremento de esfuerzos, en consecuencia se inicia un proceso de consolidación de la formación compresible.

La consolidación es el resultado de la expulsión del agua, situada en los vacíos que contienen los suelos, misma que es provocada por las cargas de la estructura transmitidas al subsuelo, esta deformación puede ser reversible en cierta medida al ser retirada la carga, pues el suelo nunca recuperará su forma original.

En arcillas los conductos o vacíos por donde se expulsa el agua son muy pequeños; consecuentemente el proceso de drenaje es muy lento, por lo tanto para que el suelo alcance el equilibrio se lleva mucho tiempo.

La magnitud en que un suelo fino experimenta una consolidación, puede ser determinada auxiliándose de pruebas de laboratorio, tales como la prueba odométrica y la prueba de consolidación unidimensional.



### **CAVERNAS DEBAJO DE LAS CONSTRUCCIONES (MINAS)**

Las cavernas son grandes vacíos u oquedades que se encuentran en el subsuelo los cuales pueden ser de origen natural o artificial. Los artificiales son aquellos que se originan por la extracción de minerales, energéticos, arenas etc. Los naturales, son aquellos que se originan, ya sea por la socavación de algún flujo de agua, la degradación de materia orgánica y por la formación geológica del lugar entre otras.

Deberá tenerse mucho cuidado al construir sobre terrenos que se encuentren sobre cavernas o minas, para evitar problemas como los que se presentan en algunas zonas urbanas, que por no tener conocimiento del subsuelo se encuentran situadas sobre minas ó cavernas, las cuales pueden ocasionar el colapso de las construcciones, al acomodarse el subsuelo. Para darse una idea, de la localización de cavernas, existen planos que contienen algunas zonas donde se encuentran minas y cavernas. En estos planos el proyectista puede apoyarse para realizar un buen estudio de mecánica de suelos el cual determinará si el subsuelo se encuentra en condiciones de soportar alguna edificación.

Quando se desea construir en una zona que presenta cavernas o minas, existen algunos métodos que pueden solucionar el problema, comprobando previamente su factibilidad, los cuales consisten en:

- Rellenar dicha caverna o mina con arena a granel ó en sacos.
- Derrumbar las cavernas y compactar el terreno.
- Apuntalar o ademar las cavernas.
- Desplantar la edificación, sobre un cimiento profundo (pilotes o pilas de cimentación).

### **VIBRACION Y SISMOS**

Toda construcción desplantada sobre suelos no cohesivos, tienen la probabilidad de sufrir asentamientos excesivos, en presencia de vibraciones, dependiendo del grado de compactación. Dichas vibraciones pueden ser provocadas por sismos, maquinaria, tránsito vehicular, hincado de pilotes, explosiones, terremotos, etc.

En situación contraria se encuentran las construcciones desplantadas sobre arcillas, las cuales presentan un asentamiento pequeño en presencia de cualquiera que sea el caso de vibración.

Por tal motivo se debe de llevar a cabo un estudio de clasificación e identificación de los suelos del área donde se va a construir alguna edificación, así como realizar monitoreos de vibraciones durante el proceso constructivo, para evitar asentamientos indeseables tanto en la obra nueva, como en las edificaciones vecinas.

#### **ASENTAMIENTO POR SOBRECARGA:**

Este tipo de asentamiento es ocasionado al sobrecargar una estructura, provocando con esto, un asentamiento uniforme en el mejor de los casos o un asentamiento diferencial el cual hace presencia con una inclinación en el área de contacto suelo-estructura. Todo esto debido al incremento de las fuerzas cortantes transmitidas al terreno, a través del cimiento. Por tal motivo no se deben de incrementar por ninguna causa las cargas de proyecto.

Una manera de dar mayor confiabilidad a las obras de ingeniería en cuanto a asentamientos, es utilizar factores de seguridad adecuados, de tal forma que los esfuerzos inducidos al terreno queden dentro de los límites de seguridad.

#### **ASENTAMIENTO PROVOCADO POR DETERIORO DE LA CIMENTACION**

Dentro de los suelos existen agentes corrosivos, los cuales al estar en contacto directo con los materiales que conforman las cimentaciones de las edificaciones, las van deteriorando con el paso de los años, provocando el debilitamiento de las mismas y por consiguiente un asentamiento en el mejor de los casos. A continuación se mencionan algunos de estos agentes que atacan los diferentes tipos de materiales de construcción:

El concreto es deteriorado y en algunos casos destruido por los sulfatos que contienen los estratos de suelo.

El acero se deteriora a causa del agua, humedad y por bacterias reductoras de sulfato las cuales provocan un cambio químico del mismo.

Las maderas por ser material orgánico sufren debilitamiento a causa de ataques de bacterias, hongos y la humedad del suelo; sin embargo, cuando se encuentran.

debajo del nivel del manto freático, este le sirve de protección conservando sus propiedades de resistencia por muchos años.

Para proteger las cimentaciones de los agentes corrosivos antes mencionados, existen diferentes tipos de aditivos, los cuales cuentan con diferentes características dependiendo del material al que serán aplicados.

### ASENTAMIENTOS DEBIDOS A SOBRECARGAS VECINAS

Quando se construye sobre un terreno que se encuentra aledaño a una edificación, esta última puede presentar un hundimiento inclinado debido a la influencia de cargas (ver figura 10).

La distancia a la cual dicho hundimiento, puede ser de consideración, dependerá de la magnitud de carga aplicada, del perfil del suelo y de las dimensiones del área cargada.

Quando el área cargada se encuentra sobre arena, los hundimientos adyacentes no son calculables, y las estimaciones solo podrán basarse en datos obtenidos de la experiencia relativa a casos similares.

Los hundimientos en terrenos adyacentes a una construcción, por lo regular se presentan durante el periodo de ejecución de las obras, provocando daños a las estructuras vecinas de no tomarse las debidas precauciones.

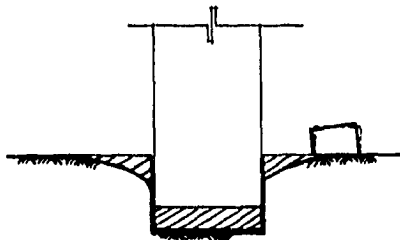


Fig. 10.- Influencia de asentamiento en el terreno adyacente a la superficie cargada

## **CONSOLIDACION PRIMARIA Y SECUNDARIA**

La permeabilidad de los suelos es de gran importancia en la consolidación de los suelos, la cual en un momento dado es la que determina la rapidez de los asentamientos en las edificaciones. El asentamiento en un suelo saturado solo se presentará cuando el agua que contiene el mismo pueda ser expulsada, y dicho asentamiento estará en función del tiempo.

En arcillas los conductos o vacíos por donde se expulsa el agua son muy pequeños; consecuentemente el proceso de drenaje es muy lento, por lo tanto para que el suelo alcance el equilibrio se lleva muchos tiempo.

### **CONSOLIDACION PRIMARIA**

Esta se produce durante la disipación de las sobre presiones intersticiales, la cual avanza con el tiempo de acuerdo a la teoría de la consolidación. Esta se presenta inmediatamente después de haberse aplicado las cargas de la edificación. Este tipo de consolidación solo se presentará mediante un ligero asentamiento de poca consideración, cuando se han realizados los estudios previos de mecánica de suelos.

Por lo general en suelos friccionantes la consolidación primaria es de mayor importancia que los asentamientos posteriores debidos al peso propio, ya que se da la mayor magnitud de la deformación durante el periodo de construcción.

### **CONSOLIDACION SECUNDARIA**

La deformación secundaria ocurre en lapsos de tiempo mucho más grandes y se produce cuando se han disipado casi en su totalidad las presiones intersticiales en el suelo, los parámetros principales que determinan este proceso, son las sobre presiones constantes y el tiempo. Cuanto más tiempo permanece un suelo blando bajo un esfuerzo efectivo, este adquiere mayor compacidad, debido a la disminución de vacíos en el mismo. En la figura 11 se puede ver las curvas de esfuerzos efectivos en función de la relación de vacíos para un suelo normalmente consolidado.

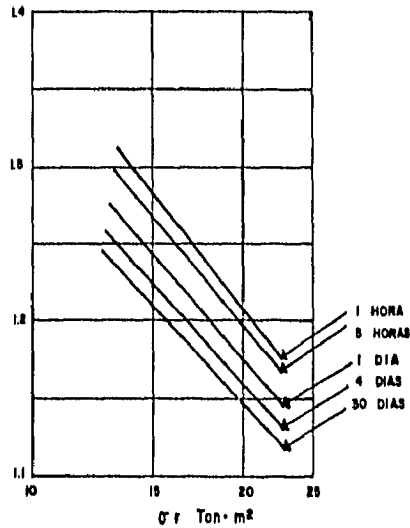


FIG.11 -Curvas e-log en función de la duración de la consolidación secundaria (según Bjerrum 1967)

La disipación de las sobre presiones se encuentran relacionada con el espesor, permeabilidad y condición de drenaje del estrato de suelo, lo cual quiere decir que a mayor espesor, mayor será el tiempo que tardaran en disiparse las presiones en el suelo. En un estrato delgado unicamente se presentará la consolidación primaria o instantánea.

La magnitud de la consolidación secundaria se acostumbra representarla con la pendiente "C" que se encuentra situada en la parte final de la curva de consolidación como se muestra en la figura 12 semilogarítmica de velocidad de consolidación.

La consolidación secundaria es máxima para suelos plásticos y orgánicos.

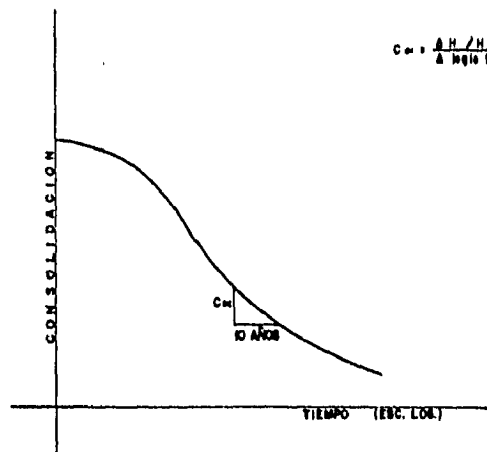


FIG.12. Curva de velocidad de consolidación.

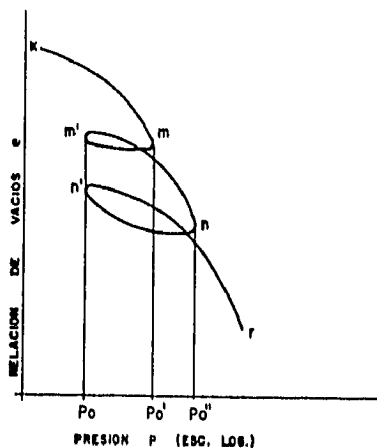
### PRECONSOLIDACION DE LOS SUELOS

La preconsolidación de los suelos puede determinarse mediante la prueba de compresión confinada, la cual permite ver la relación que existe entre la presión vertical, el asentamiento y el tiempo, esta prueba también es conocida como prueba odométrica ó de consolidación odométrica.

Dicha prueba se realiza con una muestra de suelo completamente confinada por anillo metálico, a la cual se le aplica una carga uniforme en las partes superior e inferior de la muestra de suelo, a través de dos piedras porosas, provocando una deformación en el mismo, la cual será medida con un micrómetro de carátula. La prueba requiere de varias horas, aún cuando la muestra sea muy delgada, debido a que la deformación se presentará con la rapidez a la cual sea expulsada el agua por las piedras porosas. Esta se realiza en etapas, en cada una de ellas se incrementa la carga constante, hasta que la deformación cesa, cuando esto sucede se aplica un nuevo incremento de carga y el procedimiento se repite.

Los resultados se presentan en la gráfica 13 (curva  $e \log p$ ), que por conveniencia se hace en una escala logarítmica, la cual muestra los incrementos de carga y la disminución de vacíos que presenta el suelo.

La prueba se realiza a las arcillas de sedimentación natural completamente remoldeada en laboratorio con una humedad cercana al límite líquido.



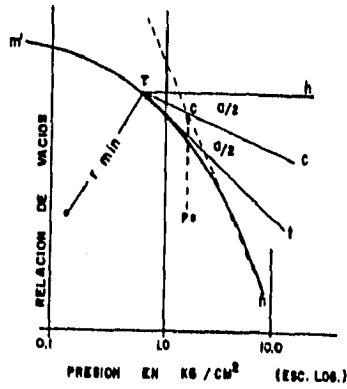
GRAF. 13 Curva de Preconsolidación de los suelos

En la gráfica 13, se representa la curva de compresibilidad en el tramo H-m, en la cual se puede observar la línea casi recta a la que se le denomina línea de consolidación virgen o rama virgen. Si se interrumpe la carga, la muestra sufre una expansión al aumentar los vacíos del mismo, como se muestra en el tramo m-m'; al incrementar nuevamente la carga, la curva pasa ligeramente por debajo del punto m, y desciende al acercarse a la carga  $P_o$  aproximándose a la rama virgen. Si a una carga  $P_o''$ , se le repite la misma operación se observa que la curva se comporta de la misma forma que n-n'.

Al ser descargada la muestra en estudio, como se muestra en el tramo de la curva m-m', en ese momento se dice que se encuentra preconsolidada o sobreconsolidada, al haber existido una presión de preconsolidación.

Para estimar el valor de la carga de preconsolidación ( $P_o$ ), conociendo únicamente los valores de m' y n, A. Casagrande ideó un procedimiento gráfico. Esta presión representa la carga máxima a la que ha sido sometida el suelo en su historia geológica, y que por algún motivo (erosión), ha sido removida dicha carga.

Una vez teniendo localizado el tramo de la curva m'- n, donde es evidente que existe preconsolidación, se localiza el punto de máxima curvatura (T), (como se muestra en la fig. 14), se traza una horizontal (h) y una tangente (t) a la curva, partiendo del punto "T", se localiza una bisectriz s (h) y (T), y se prolonga la rama virgen hacia arriba hasta interceptar la bisectriz, en este punto se traza una vertical, la cual va a representar el valor de la presión de preconsolidación  $P_o$  del suelo en estudio.

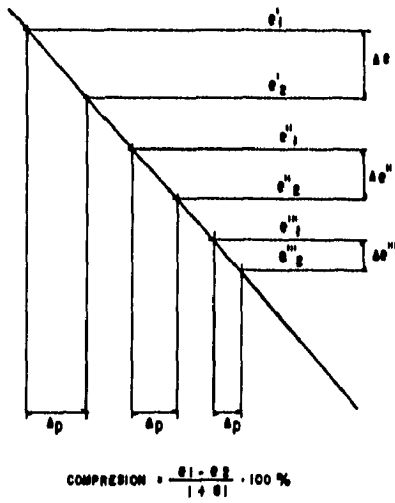


Graf. 14 Determinación de la Carga Preconsolidación.

El hecho de que el tramo virgen no se vea afectado de modo notable por las expansiones u otras deformaciones, permite calcular la consolidación al incrementar la carga, de la manera siguiente:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \cdot H$$

H.- es el espesor total del estrato de suelo.



$$\text{COMPRESION} = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \cdot 100 \%$$

FIG. 15 - esquema que muestra la disminución del asentamiento a mayor  $P_0$  inicial.



En la gráfica semilogarítmica de la figura 15 se puede observar la magnitud del asentamiento total al ser sometido a un incremento de presión  $\Delta P$ . La magnitud de dicho asentamiento total bajo un incremento de presión  $\Delta P$ , disminuye, en cuanto mayor sea la presión efectiva inicial.

Si el máximo espesor de suelo sobreyacente que el subsuelo haya soportado a lo largo de su historia geológica se hubiese erosionado parcialmente, el asentamiento debido al incremento de carga  $\Delta P$  resultará mucho menor, independientemente del hecho de que la curva de compresión virgen permanezca inalterada.

#### CALCULO DE ASENTAMIENTO ELASTICO

El método elástico como se mencionó en el capítulo I, tiene sus limitantes debido a la evaluación de los parámetros que se deben utilizar en los procedimientos de cálculo.

El módulo de elasticidad y la relación de Poisson, resultan con ciertos márgenes de error (por los medios de obtención), para diferentes tipos de suelo, por lo que en el futuro se deberán sustituir por parámetros más representativos.

En materiales granulares este método no es aplicable, al no ser cumplida la hipótesis de la elasticidad antes expuesta.

Boussinesq propone un método para encontrar los asentamientos elásticos bajo una carga concentrada en el cual considera a los esfuerzos rasantes despreciables.

$$\sigma_z = \frac{3 P}{2 z^3}$$

Aplicando la ley de Hooke e integrando se tiene:

$$d\rho = \frac{\sigma_z}{E} dz$$

$$\rho = \frac{3P}{2\pi E} \int_1^{\infty} \frac{dz}{z^3} = - \frac{3P}{2\pi E} \left[ \frac{1}{z} \right]_1^{\infty}$$

E.- Es el módulo de elasticidad

$$\rho = \frac{3P}{2\pi E z}$$

La integración se realizó del nivel  $Z = Z$  hacia abajo.

Para calcular los desplazamientos verticales, Boussinesq obtuvo una fórmula en la cual dicho desplazamiento se calcula a una profundidad  $Z$  y un radio vector  $R$ . Se necesita conocer el módulo de Poisson  $\mu$ .

Fórmula obtenida por Boussinesq:

$$\rho = \frac{P}{2\pi E} (1+\mu) \left[ 2(1-\mu) + \left(\frac{Z}{R}\right)^2 \right] \frac{1}{R}$$

Para puntos situados bajo la carga la fórmula anterior se reduce a:

$$\rho = \frac{P}{2\pi E z} (1 + \mu) (3 - 2\mu)$$

Para  $\mu = 0.5$  las ecuaciones anteriores tienen el mismo resultado.

$$\rho = \frac{3P}{2\pi E z} = \frac{P}{2\pi E z} (1 + \mu) (3 - 2\mu)$$

Las ecuaciones anteriores obtenidas por Boussinesq proporcionan el desplazamiento elástico vertical bajo la carga, despreciando la consolidación vertical que se pudiera presentar.

#### ASENTAMIENTO ELÁSTICO BAJO CARGAS DISTRIBUIDAS

Para poder llevar a cabo el cálculo de un asentamiento elástico bajo carga distribuida, es necesario tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- a) Una área circular uniformemente cargada.
- b) Dicha área debe ser flexible en la frontera superior de un medio semiinfinito, elástico, homogéneo e isotrópico.

La deformación vertical se calcula al centro del área cargada, por medio de la siguiente ecuación:

$$S_c = (1-\mu^2) \frac{P}{E} D$$

Donde:

D.- Diámetro de la superficie cargada

$\mu$ . - Relación de Poisson

E. - Módulo de elasticidad.

Para el cálculo de deformaciones verticales que se presentan en la periferia del área cargada se tiene:

$$S_p = \frac{2}{\pi} (1-\mu^2) \frac{P}{E} D$$

Para calcular el asentamiento promedio del área circular se tiene la siguiente expresión:

$$S_m = \frac{8}{3\pi} (1-\mu^2) \frac{P}{E} D$$

En el caso particular en donde la carga se encuentra situada sobre una placa rígida, la carga media por unidad de área estará dada por:

$$P_m = \frac{P}{\text{Area Circular}}$$

Para calcular el asentamiento en cualquier punto del área cargada se tiene la siguiente ecuación.

$$S_r = \frac{\pi}{4} (1-\mu^2) \frac{P_m}{E} D$$

Para evaluar los asentamientos verticales utilizando las ecuaciones anteriores, es necesario conocer correctamente el módulo de elasticidad y módulo de Poisson.

### CALCULO DE DEFORMACIONES ELASTICAS

El asentamiento elástico que se presenta en una área flexible al momento en que se aplica una carga uniforme, se puede calcular con la fórmula que integra la solución de Boussinesq:

$$\Delta H_e = \frac{W B (1-\mu^2) I_f}{E}$$

Donde:

- $\Delta H_e$  .- Deformación elástica o inmediata.
- W .- Carga uniforme.
- B .- Ancho de la cimentación
- $\mu$  .- Módulo de Poisson.
- E .- Módulo de elasticidad.
- $I_f$  .- Factor de influencia o de forma.

En la siguiente tabla se representan distintos valores de  $I_f$  (según Zeevaert), los cuales se encuentran en función de la geometría del área cargada:

FORMA DEL AREA	VALOR DE INFLUENCIA			
	CENTRO	ESQUINA	MEDIO	
CUADRADA	1.12	0.56	0.95	
RECTANGULAR L/B=2	1.52	0.76	1.30	
	L/B=5	2.10	1.05	1.83
	L/B=10	2.54	1.27	2.20
CIRCULAR Diametro = B	1.00	0.64 borde	0.85	

Quando se aplican cargas uniformemente distribuidas sobre un área rígida, el cálculo de asentamiento se realiza de la misma forma que en un área flexible para el centro de la figura, afectando el resultado por un factor que se encuentra en función de la profundidad de desplante, los cuales se representan en la siguiente tabla:

Profundidad	Factor
0 a 0.5 B	0.85
B	0.90
1.5 B	0.95
2 B	1.00

La expresión anterior se encuentra sujeta a las siguientes condiciones:

- a).- La ecuación supone que las cargas se aplican uniformemente en un suelo homogéneo, isótropo y elástico.
- b).- Se debe evaluar correctamente los valores de los módulos de elasticidad y poisson.

#### DEFORMACION ELASTICA EN ZAPATAS DESPLANTADAS EN ARENA

El criterio de Terzaghi y Peck para la solución al problema acerca de los asentamientos en zapatas desplantadas sobre arena, es el más utilizado por relacionar la resistencia a la penetración estandar (No. de golpes), la presión de contacto limitada a un valor tal que produzca un asentamiento máximo de 2.5 cm y diferencial de 1.9 cm y diferentes anchos de zapatas. (Ver figura 16)

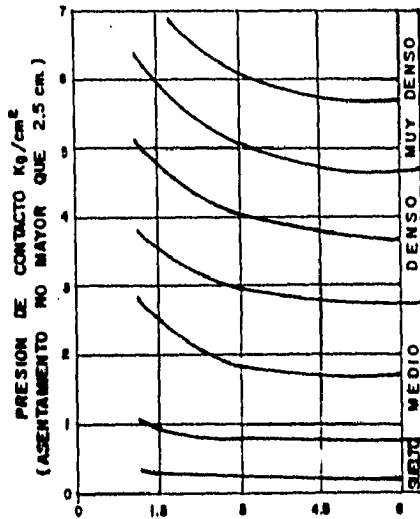


FIG. 18

Esta zapata es utilizada cuando esta se encuentra desplantada sobre arenas secas o parcialmente saturadas, como pueden ser SI, SP, SW, del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Cuando se trabaje sobre gravas o una mezcla de las mismas con arenas, se recomienda hacer exploraciones, según se requiera, con pozos a cielo abierto y estimar su compacidad por otros métodos.

Cuando una construcción va a ser desplantada sobre arenas saturadas o muy sueltas ( $N < 5$  golpes), o cuando existan cambios del nivel freático, se recomienda utilizar otro tipo de cimentación tales como pilas o pilotes.

Cuando se va a trabajar sobre arenas con mayor capacidad de carga y se requiere calcular la presión de contacto admisible ( $q_a$ ), se toma en cuenta el efecto de sumersión, esto es:

Si:

$D/B = 1 \rightarrow q_a$  se reduce en  $1/3$

$D/B < 1 \rightarrow q_a$  se reduce en  $1/2$

**DEFORMACIONES ELASTICAS DE CIMENTACION DESPLANTADAS  
SOBRE ARENAS**

Terzaghi y Peck muestran la siguiente tabla la cual contiene los valores de capacidad de carga unitarios admisibles, para cimentaciones a base de losas desplantadas sobre un suelo arenoso, esta tabla supone que la losa de cimentación tolera asentamientos diferenciales entre columnas de 2 cm. y un asentamiento de 5 cm. como máximo sin dañarse.

CAPACIDAD RELATIVA DE LA ARENA	SUELTA	MEDIA	COMPACTA	MUY COMPACTA
No. de golpes	< 10	10-30	30-50	> 50
qa (Ton/m <sup>2</sup> )	requiere compactarse	7-25	25-45	45

Los valores de la tabla son validos si se toma en cuenta los siguiente :

- a) El espesor del estrato de arena debe ser mayor o igual al ancho de la cimentación (B).
- b) El nivel de aguas freáticas se encuentran muy cerca o por encima del nivel de despiante de la losa de cimentación.
- c) Se supone que la losa de cimentación distribuye uniformemente las cargas.

Si el nivel de aguas freáticas se encuentra a una profundidad mayor de 0.5 B, o si el espesor del estrato arenoso es mayor o igual del ancho de la cimentación, puede darse un valor mayor a la capacidad de carga.

Cuando una losa de cimentación soporta diferentes valores de carga, es recomendable dividir en tableros de losa, por medio de juntas constructivas.

## SOLUCION DE STEINBRENNER A SUELOS ESTRATIFICADOS

Para el caso de un área rectangular flexible Steinbrenner da una solución al problema de asentamiento en una esquina de un área rectangular uniformemente cargada.

El asentamiento elástico entre la superficie y la profundidad, se calcula de la siguiente manera:

$$\Delta d = q \frac{B}{E} \left[ (1-\mu^2) F1 + (1-\mu-2\mu^2) F2 \right] = q \frac{B}{E} F\mu$$

Donde :

$\Delta d$ .- Asentamiento en la esquina de un área cargada.

F1 y F2 .- Factores de influencia están en función de D/B Y L/B, los cuales se obtienen por medio de la figura 17.

E .- Módulo de elasticidad del estrato (T/m<sup>2</sup>).

D .- Profundidad del suelo (m)

B .- Ancho del cimiento rectangular (m).

L .- Longitud del cimiento rectangular (m)

q .- Carga uniforme repartida (T/m<sup>2</sup>).

En un suelo homogéneo, los asentamientos podrán ser calculados con la ecuación anterior haciendo  $Z=\infty$

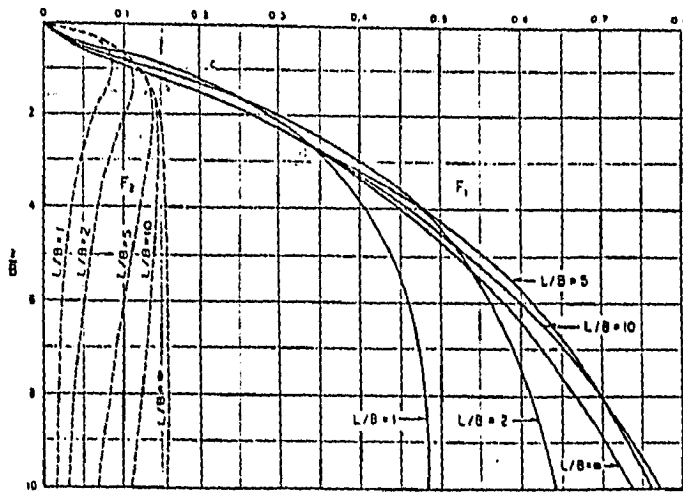
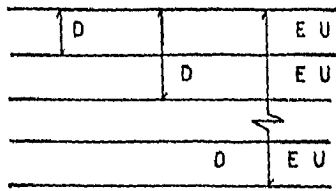
Cuando existen estratos con cotas Z1, Z2, ..... ,Zn, al igual que módulos de elasticidad, el asentamiento total se obtiene sumando el de cada estrato, el inconveniente que presenta este procedimiento es que no toma en cuenta la influencia de las diferentes rigideces para la distribución de los esfuerzos.

Para el suelo compuesto por número de estratos con diferentes módulos de Poisson, elasticidad y a diferentes profundidades, la deformación en una esquina del área cargada se calcula con la siguiente expresión:



$$\Delta P_d = -d_1(E_1, U_1) + [\Delta P_d_2(E_2, U_2) - \Delta P_d_1(E_2, U_1)] + \dots + [\Delta P_d_n(E_n, U) - \Delta P_d_{n-1}(E_n, U_n)]$$

Representación de  $\Delta P_d(E_i, U_k) D_i$



(a)

FIG.17a

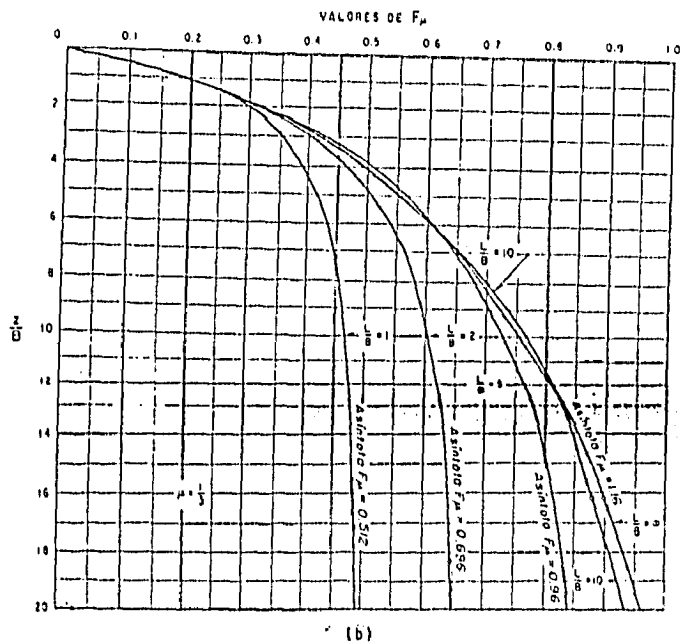


Fig. 17 gráficas para el cálculo de  $F_1$ ,  $F_2$  y  $F_u$  ( $\mu=1/3$ ), en las fórmulas de Steinbrenner

## II.2.- MOVIMIENTOS POR CONSOLIDACION

### TEORIA DE CONSOLIDACION

La consolidación es la disminución gradual de los vacíos al ser expulsada el agua que contienen los suelos, provocada por una carga constante.

El efecto mecánico de una capa elástica sometida a una carga constante con respecto a la baja permeabilidad y al tiempo, fue demostrado por la analogía mecánica de Terzaghi, como se muestra en la Fig. 18

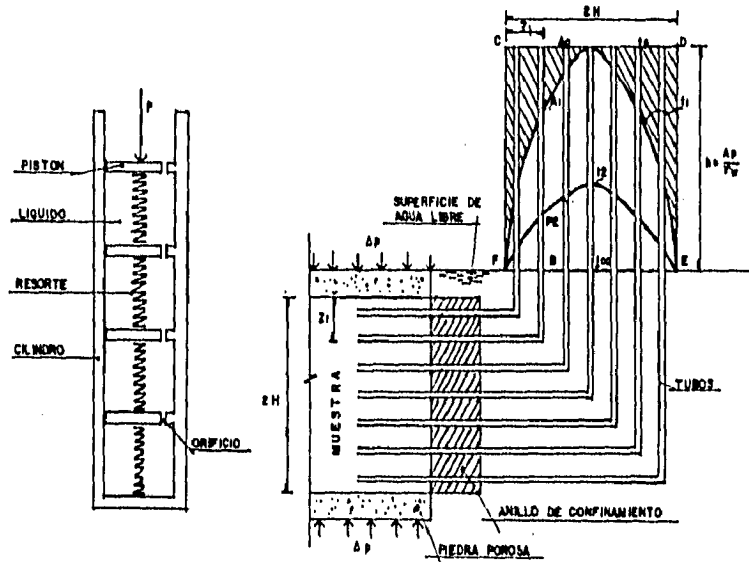


FIG.18 Analogía de Terzaghi

Esta consiste en un dispositivo que consta de un recipiente con agua dentro del cual se encuentran una serie de pistones perforados horizontalmente, los cuales se encuentran separados entre sí por resortes

En el instante que los pistones superiores se le aplica una carga o presión constante, los resortes se encuentran sin deformación debido a que toda la carga es soportada por una sobre presión hidrostática  $P = h \gamma_w$  en este momento la altura del agua de los tubos piezométricos sube a una altura  $h$  uniforme.

En corto tiempo parte del agua habrá salido y los resortes empezarán a soportar parte de la carga, pero los compartimientos inferiores permanecerán llenos sin sufrir ninguna alteración.

Para este momento la altura de los tubos piezométricos varía, situándose la isocrona en la curva " $t_1$ " que se confunde con la horizontal a la altura  $h_1$ .

En este momento existe una disminución de espesor en el conjunto de pistones y resortes que va a ser igual a  $S_1$ .

Al transcurrir del tiempo los niveles de agua en los tubos piezométricos descienden como se indica en la isocrona  $t_2$ , hasta que finalmente después de mucho tiempo la presión hidrostática se hace muy pequeña y la presión final adquiere el valor  $S = S_c$

## ASENTAMIENTO INICIAL

Al cargar un terreno, este presenta una deformación del conjunto antes que se presente una consolidación, esta deformación se presenta con gran rapidez, que puede decirse que se produce a volumen constante (en medio saturado), al no tener tiempo de expulsar el agua. El incremento de presión inicial se puede calcular con las fórmulas de Boussinesq.

Para determinar el asentamiento aproximado de una zapata flexible uniformemente cargada, se tiene:

$$S_i = q * B \frac{1 - \mu^2}{E} * I_w$$

**q** = (densidad de carga)

**B** = ancho de la zapata

**E** = módulo edométrico  $f(z)$

Para volumen constante se tiene que  $\mu = 0.5$

Para determinar el coeficiente de influencia  $I$ , es necesario conocer las dimensiones de la zapata y el punto donde se desea calcular el asentamiento.

La siguiente tabla proporciona los valores del coeficiente de influencia para las formas más usuales de zapatas:

Formas de la zapata flexible	Coeficiente de influencia $i_w$		
	Centro	Rincón	
Cuadrada	1.12	0.56	0.95
Rectangular			
L/B = 2	1.53	0.77	1.30
L/B = 3	1.78	0.89	1.52
L/B = 5	2.10	1.05	1.83
L/B = 10	2.58	1.29	2.25
Circular	1.10	0.64	0.85

Para zapatas rígidas el coeficiente de influencia es ligeramente inferior (0.78 si es circular y 0.88 si es cuadrada).

En el edómetro este asentamiento inicial no puede detectarse por que la deformación debe producirse a volumen constante y el aparato impide las dilataciones laterales.

El problema con la aplicación de la expresión, estriba en la dificultad para determinar satisfactoriamente los valores  $E$  y  $\mu$ .

## ASENTAMIENTOS SUPERFICIALES DESDE EL PUNTO DE VISTA DE CONSOLIDACION.

### ASENTAMIENTOS EN ZAPATAS

Una cimentación hecha a base de zapatas, desplantadas sobre suelos de estratos blandos, presentan asentamientos de consideración, aún cuando las presiones transmitidas al suelo sean pequeñas.

Los asentamientos que se presentan en este tipo de cimentación están determinados directamente por la relación de vacíos. Los asentamientos con las condiciones antes mencionadas pueden estimarse con las siguientes ecuaciones:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1+e} H$$

Y

$$\Delta H = \frac{C_c}{1+e_0} H \log \frac{P_c + \Delta p}{P_0}$$

Para arcillas normalmente consolidadas

### ASENTAMIENTO EN LOSAS DE CIMENTACION

Para el caso de una losa de cimentación los asentamientos son menores, comparados con las zapatas, bajo las mismas condiciones de trabajo. Esto depende directamente del tipo de suelo, las presiones que transmita la superestructura y de la profundidad de desplante, el procedimiento para la estimación de los asentamientos es el mismo que para las zapatas.

Para una misma presión las losas de cimentación transmiten los esfuerzos a una mayor profundidad que las zapatas. Las losas de cimentación transmiten en forma distribuida las cargas al suelo, compensando las presiones sobre zonas blandas y firmes en forma más regular que el de una cimentación a base de zapatas.

Las zapatas y losas de cimentación pueden apoyarse y trabajar conjuntamente con elementos de una cimentación profunda ya sea en forma independiente o conjuntamente, permitiendo con esto una distribución óptima de cargas al subsuelo.

Las presiones efectivas de los suelos aumentan a mayor profundidad, proporcionando con esto mayor capacidad de carga a la cimentación.

El asentamiento de pilas en arcillas blandas normalmente consolidadas probablemente sea grande, aunque la carga neta en la base sea pequeña. Por lo tanto usualmente las pilas no son económicas, ni satisfactorias a menos que penetren en arcillas relativamente firmes a profundidades considerables o descansen en arcillas preconsolidadas firmes o duras.

En caso de que los asentamientos diferenciales fueran excesivos utilizando una cimentación superficial se deberá pensar en una compensación de suelo o en algún otro tipo de cimentación (profunda).

Cuando las presiones sean transmitidas a un suelo preconsolidado, los asentamientos que se presentan son inmediatos o de tipo elástico.

#### **ASENTAMIENTO EN CIMENTACIONES PROFUNDAS DESDE EL PUNTO DE VISTA DE CONSOLIDACION**

Los asentamientos que se presentan en cimentaciones profundas, están en función del tipo de suelo, la permeabilidad del mismo, nivel de aguas freáticas y de la forma en que se transmiten las cargas a los estratos subyacentes, conociendo estos factores se pueden calcular los asentamientos probables y el tiempo en el cuál se presentarán.

El análisis de movimientos verticales en estratos de arcilla y los plásticos, se considera de gran importancia debido a la facilidad y magnitud que en estos estratos se presentan.

El método para calcular el asentamiento en un punto, generalmente consta de los siguientes pasos:

- 1.- Cálculo de presión efectiva inicial, al centro del estrato.
- 2.- Cálculo del incremento de presión debido a la sobrecarga aplicada directamente debajo del punto en estudio y a la mitad del espesor del estrato.
- 4.- Determinación de la compresibilidad del estrato.
- 3.- Se procede al cálculo del asentamiento.

El cálculo del asentamiento de cimentaciones profundas en suelos arcillosos y arcillas normalmente consolidadas, se realiza al igual que en las zapatas, las cuales han sido estudiadas anteriormente en este mismo capítulo. A continuación se presentan algunas consideraciones de asentamientos en cimentaciones profundas.

Los pilotes de fricción pueden usarse en grupos para soportar zapatas, losas o cajones de cimentación; su función es transmitir las cargas a una profundidad considerable del subsuelo, donde los valores de la presión efectiva " $P_o$ " son mayores que cerca de la superficie. Haciéndolo así los pilotes pueden reducir el asentamiento a una cantidad menor que la que se produciría en un cajón de cimentación sin pilotes; además la carga se distribuye al suelo por fricción a todo el largo del fuste de los pilotes, evitándose así grandes concentraciones de esfuerzos.

El asentamiento de un grupo de pilotes de fricción puede calcularse con la suposición de que la arcilla comprendida entre la cabeza de los pilotes y el punto que señala su tercio inferior es incompresible y que la carga se aplica al suelo en dicho punto.

Con la misma carga por pilote, el asentamiento de un grupo de pilotes de fricción aumenta con el número de ellos, en forma muy parecida a como aumenta el asentamiento de una zapata en arcilla cuando su tamaño aumenta. Una forma de compensar los asentamientos de un grupo de pilotes es reduciendo la carga admisible por pilote de alguna manera arbitraria conforme aumenta el número de pilotes en el grupo.

Si se piensa en pilotes de punta, es común que el problema de asentamiento sea de escasa significación, pues el estrato de apoyo de los pilotes, aún siendo de naturaleza cohesiva deberá tener una rigidez y resistencia tales que excluya los problemas de asentamiento al tiempo en que se presente un sismo o lo que puede ser más bajo el estrato resistente de apoyo exista un estrato compresible, susceptible de producir asentamiento por los esfuerzos que se le transmiten desde el nivel de la punta de los pilotes. No es muy común hacer una estimación de la magnitud del asentamiento, pues los mejores resultados se obtienen realizando pruebas de carga de larga duración en un pilote hincado en arcilla firme hasta que adquiere una resistencia adecuada.

El análisis de asentamientos en cimentaciones parcialmente compensadas, se realiza aplicando la teoría de consolidación de Terzaghi anteriormente mencionada. Frecuentemente limita la parte de la presión de la estructura que pudiera quedar sin compensar obligando a realizar excavaciones de la profundidad necesaria para la compensación suficiente.



### II.3.- MOVIMIENTOS POR EXPANSION

Al contrario de la consolidación las expansiones se presentan en los suelos cohesivos, los cuales al ser descargados, al realizar una excavación, tienden a expandirse, por recuperación, provocando el aumento de la relación de vacíos.

El calculo se las expansiones, es similar al de la consolidación, con algunas consideraciones que mencionaremos a continuación:

$$\Delta H_e = \frac{W B (1 - \mu^2) I_f}{E}$$

Donde:

E.- Módulo de elasticidad.

W.- Peso del suelo excavado.

B.- Ancho del área excavada.

$\mu$ .- Relación de Poisson

### II.4 COMPORTAMIENTO EN EL CONTACTO SUELO ESTRUCTURA

Se debe considerar a la super estructura, la cimentación y al terreno como un conjunto, los cuales trabajando con un buen cálculo hacen posible el buen funcionamiento de cualquier tipo de obra, ya sea edificio, puente, carretera o presa.

La mayoría de las cimentaciones son flexibles en cierto grado. Cuando una cimentación no es suficientemente rígida para soportar los asentamientos diferenciales del suelo, o cuando no es suficientemente flexible para acomodarse a la deformación del suelo, se producen agrietamientos, tanto en la cimentación como en la super estructura.

Con la siguiente ecuación se ilustra la magnitud de curvatura y el momento flector que una contratrabe rectangular sufre al ser cargada linealmente.

$$M = \frac{EI}{r}$$

M.- Momento flector

I.- Momento de inercia de la viga

E.- Módulo de Young del material

r.- Radio de la curvatura.

## PRESIONES DE CONTACTO EN ZAPATAS RIGIDAS

Para el análisis de asentamiento que se presenta en una zapata se requiere se consideren los siguientes puntos:

Si el suelo se encuentra constituido por material perfectamente elástico, arcilloso o arena con capas de arcillas blanda, la zapata adquiere la forma de una curva poco profunda. Para que se realice un asentamiento uniforme será necesario analizar las cargas del centro hacia las orillas.

Por el contrario cuando una zapata se encuentra desplantada sobre arenas, la mayor parte de las cargas se encuentran en las orillas, consiguiendo que la distribución de cargas sea de las orillas hacia el centro.

Una distribución ideal de cargas, sería analizar las cargas de un mínimo en el centro de la zapata a un máximo en los bordes, dicha distribución se presenta en una zapata rígida.

La figura 19 representa el corte transversal de una base continua, rígida de ancho  $B$  que descansa sobre una subrasante, elástica y homogénea de gran espesor.

Un cálculo basado en la teoría de elasticidad demuestra que la carga se distribuye de  $0.78$  del centro hasta un valor infinito en los bordes.

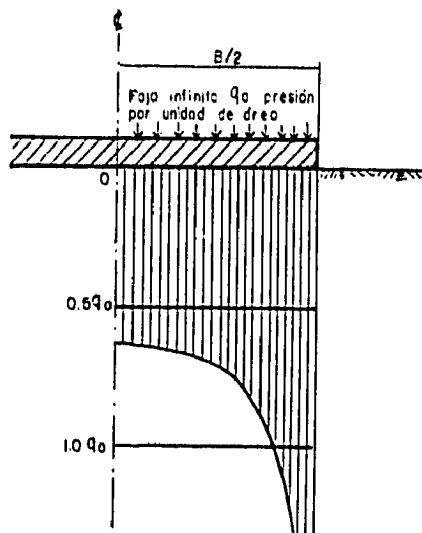


FIG. 19 Distribución de la presión de contacto en una zapata rígida de longitud muy grande, cargas en formas uniformes y descansa sobre un suelo perfectamente, elástico, homogéneo, isotrópico.

Cuando la zapata descansa sobre un material elástico real la distribución de carga sería de  $0.7q_a$  en el centro y un valor finito de  $q_c$  en los bordes, la cual permite que el material pase de un estado elástico a un semiplástico o plástico, como se muestra en la figura 20.

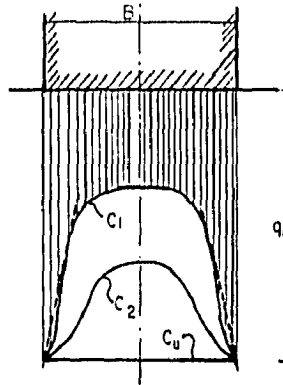


FIG 20

Al aumentar la carga su distribución cambia de los bordes hacia el centro.

Cuando la base de la zapata es lisa la distribución de cargas es uniforme, al instante rompe por deformación plástica como se muestra en la curva  $C_4$ ; y la  $C_2$  en término institucional.

Cuando una zapata ya sea rígida o flexible, se encuentra desplantada sobre arena seca sin cohesión, para cualquier carga la presión decrece de un máximo en el centro a cero en los bordes.

El comportamiento que presenta una zapata desplantada sobre arena seca sin cohesión es de un máximo en el centro canalizando la carga a un mínimo en los bordes: Esto sin importar si la zapata es rígida o flexible. Fig. 21a; Sin embargo cuando se encuentra sobre una subrasante de características intermedias de suelos puramente cohesivo o sin cohesión, la presión es distribuida de un máximo en los bordes y un mínimo en el centro (Curva  $C_1$ ), al incrementar la presión, esta se incrementa en el centro, mientras que en los bordes permanecen constante, al instante en que existe una presión tal capaz de provocar una rotura la presión desciende del centro hacia los bordes (Curva  $C_4$ ): fig. 21b.

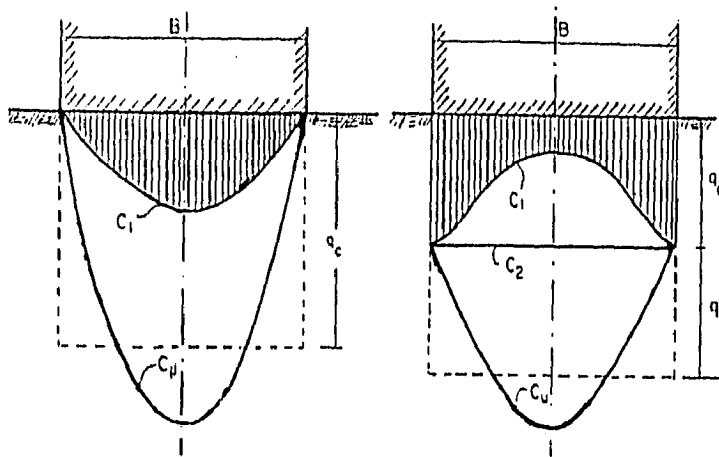


FIG. 21 (a)

(b)

### REACCION DE LA SUBRASANTE EN CIMIENTOS RIGIDOS

Como se vio en el texto anterior no existe una relación simple entre las características de las cimentaciones y la deformación provocada por los diferentes incrementos de presión, de zapatas rígidas. Sin embargo cuando se trata con zapatas flexibles, el problema en cuanto al comportamiento suelo estructura, se complica a ún más; sin embargo es necesario tener conocimiento del posible comportamiento, mediante hipótesis.

La teoría de la reacción de la subrasante de una área cargada actúa independientemente de la carga que actúa sobre los elementos adyacentes.

$$K_s = \frac{P}{S}$$

P = Presión ficticia (g/cm<sup>2</sup>)

S = Asentamiento (cm)

K<sub>s</sub> = Reacción de la subrasante (grs/cm<sup>3</sup>).

Al tratarse de zapatas rígidas, es de suponerse que la distribución de cargas es lineal o plana, además se deben de cumplir las siguientes condiciones estáticas.

- a).- La reacción de la subrasante debe ser igual a las cargas que actúan sobre el mismo.
- b).- El momento resultante en cualquier punto debe al igual al momento de reacción.

**Ejemplo:**

**Q.- Resultante de las fuerzas verticales**

**a.- Distancia a la que actúa**

**B.- Ancho de la base de la zapata rígida**

**Po.- Reacciones de la subrasante**

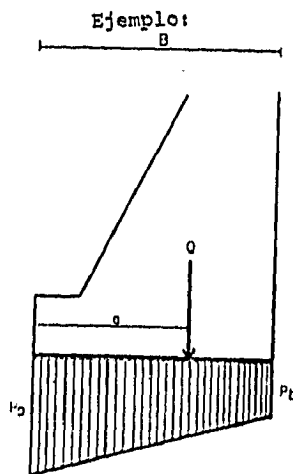


FIG. 22

Se supone que actúa mediante condiciones estáticas de las cuales resultan dos ecuaciones y de estas se puede obtener los valores de la reacción Pa y Pb.

$$Q = 1/2 B (Pa + Pb)$$

$$Qa = 1/6 B^2 Pa + 1/3 B^2 Pb$$

$$\frac{2 Q}{B} - Pa = Pb$$

$$Qa = \frac{1}{6} B^2 Pa + \frac{1}{3} B^2 \frac{2Q}{B} - Pa$$

$$Qa = Pa \left( \frac{1}{6} B^2 \right) + \frac{2}{3} BQ - \frac{PaB^2}{3}$$

$$Qa - \frac{2 BQ}{3} = Pa \left( \frac{1}{6} B^2 - \frac{B^2}{3} \right)$$

$$\frac{Qa - \frac{2BQ}{3}}{\frac{1}{6} B^2 - \frac{B^2}{3}} = Pa$$

Se puede observar que las ecuaciones anteriores no utilizan la constante Ks, lo cual quiere decir que la distribución de cargas, es independiente de la compresibilidad de la subrasante.

Una vez encontrado el valor de Pa, se sustituye en cualquiera de las ecuaciones, para obtener el valor de Pb.

Cuando la resultante de la suma de cargas pasa por el centro de gravedad de la zapata, la distribución será uniforme y tendrá el valor de Q/A.

La rigidez o flexión de la zapata y el valor de Ks son parámetros importantes para la distribución de la reacción de la subrasante.

En la figura 23 se representa la sección transversal de una losa de cimentación que descansa sobre una subrasante elástica. A causa del asentamiento las presiones de

reacción disminuyen del centro hacia los bordes de la misma. En ciertas ocasiones los bordes llegan a levantarse, provocando que las presiones de reacción en estos puntos sean nulas.

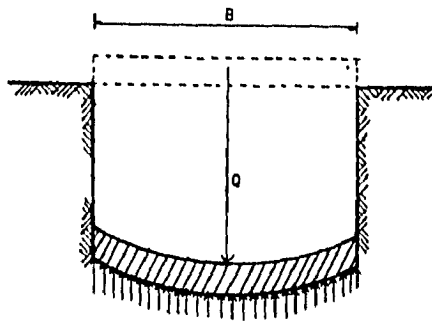


FIG. 23

Las ecuaciones que se utilizan para el cálculo de la reacción de la subrasante, todas contienen el coeficiente  $K_s$  (reacción de la subrasante). Por lo tanto este procedimiento requiere de estudios muy laboriosos que resultan muy costosos para aproximarse a un valor aceptable para determinar la reacción de la subrasante, y por consiguiente no se justifica, a menos de que la aplicación de la teoría conduzca a una reducción considerable del costo de la estructura.

A pesar de que las hipótesis antes expuestas se salen un poco de la realidad, los resultados se encuentran dentro del margen de seguridad.

Las presiones admisibles o de seguridad de los suelos están determinadas principalmente por la presión media de contacto y por las presiones sobre capas más blandas situadas a cierta profundidad por debajo de la profundidad de desplante.

Estas presiones se pueden calcular suponiendo que se distribuyan uniformemente sobre áreas determinadas en tales capas por planos a 30 grados con la vertical.

Para rocas fisuradas se tiene que la carga admisible  $P_o$ , es especificado por  $P_o < q_u/5$ ; lo cual especifica a una coeficiente de seguridad muy alto ( Pacif, Cost, Building, Oficiales ),

$$F_s = \frac{P_{m\acute{a}x}}{P_o} > 13.8$$

Cargas admisibles usuales, suponiendo rocas sanas.

Tipo de Rocas o Suelo	Carga admisible Kg/cm <sup>2</sup>
Rocas ígneas cristalinas (granito, basalto etc.).....	100
Rocas metamórficas, foliadas (esquistos, pizarras).....	40
Rocas sedimentarias (arenisca, caliza etc.).....	15
Pizarras duras .....	10
Hardpan (mezcla de arena y grava cementadas, muy compactas).....	10
Arenas y Gravetas (según la densidad véase sig. tabla).....	0.6
Arcillas (según consistencia).....	0.4

Estos valores pueden incrementarse al asegurarse de que se trata de rocas completamente sanas, mediante sondeos.

#### LÍMITES APROXIMADOS DE LAS CARGAS ADMISIBLES DE GRAVAS Y ARENAS

Densidad Relativa	Número de golpes con el toma muestras	Carga Admisible Po en Kg/cm <sup>2</sup>
compacta	más de 30	3.0 - 6.0
Media	10 - 30	1.0 - 3.0
Suelta	1 - 10	0.0 - 1.0

El valor de 0.0 KG/CM<sup>2</sup> es para arenas sueltas saturadas en presión de movimientos vibratorios (maquinaria, tránsito vial, sismos etc).

Es muy importante realizar un estudio de mecánica de suelos en las áreas donde se pretenda construir, el cual dará parámetros para elaborar un proyecto de cimentación adecuado a cada tipo de construcción.



## **CAPITULO III**

### **CAPACIDAD DE CARGA**

A la máxima intensidad de carga que una estructura transmite al subsuelo sin que se presente falla a la resistencia al esfuerzo cortante, se le llama capacidad de carga.

Existen diferentes tipos de falla, de las cuales se pueden diferenciar las siguientes:

- 1.- Falla por corte general**
- 2.- Falla por corte local**
- 3.- Falla por punzonamiento**

**Falla por corte general.-** Ocurre cuando existe área de deslizamiento dentro del terreno, la cual inicia desde un borde de la cimentación partiendo del nivel de desplante hasta la superficie del terreno, como se muestra en la figura 24.

Una falla de este tipo se presenta cuando se encuentra un suelo poco comprensible bajo cimiento.

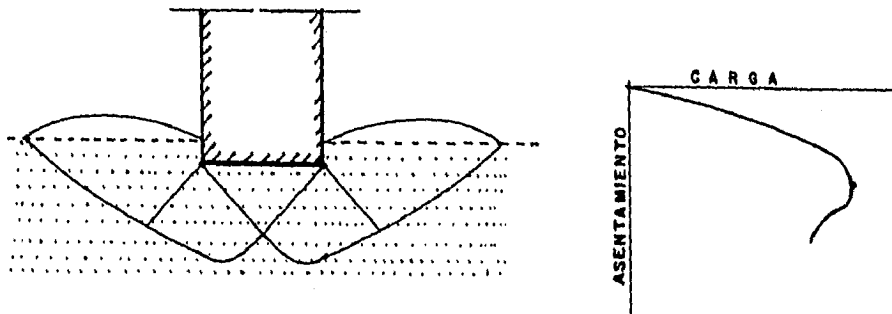


FIG. 24. - Falla por corte general (prueba modelo en arena compacta)

**Falla por corte local.** - Este tipo de falla es una transición entre la falla general y la falla por punzamiento, que mas adelante se mencionará. Se caracteriza por presentar ligeras expansiones a los lados de la cimentación y compresión bajo la misma, como se muestra en la figura 25.

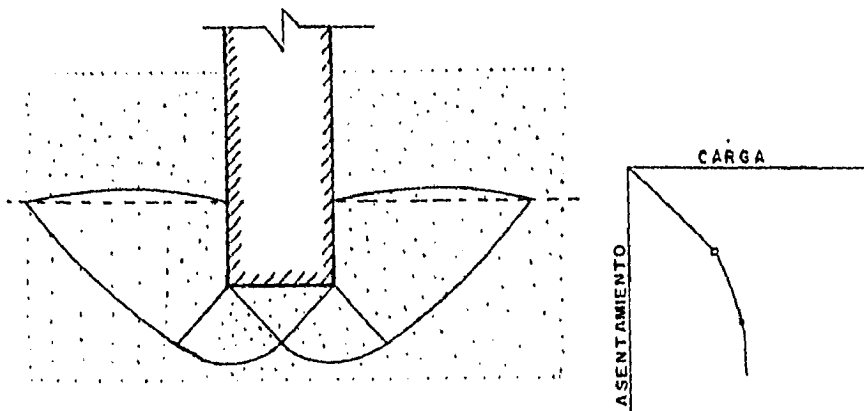


FIG. 25. Falla por corte local

**Falla por punzonamiento.-** Este tipo de falla se caracteriza por un deslizamiento vertical que presenta la cimentación debido a la compresión que se ejerce en el subsuelo.

El suelo que queda fuera del perímetro del área cargada, presenta ligeras alteraciones, como se muestra en la figura 26. Se presenta falla por punzonamiento cuando bajo el cimiento se localiza un suelo muy comprensible. En este tipo de suelo no es recomendable construir.

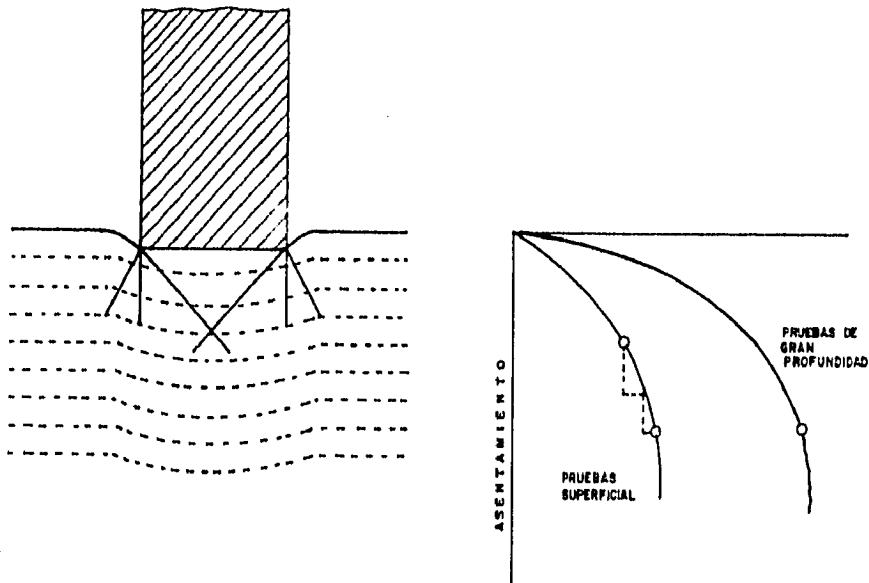


FIG. 26. Falla por punzonamiento

Vesic afirma que el tipo de falla que debe esperarse depende, de las condiciones geométricas del cimiento, de las condiciones de carga y principalmente a la compresibilidad del suelo tanto en arenas como en arcillas saturadas o normalmente consolidadas.

Se llama zapata a una ampliación de la base de una columna, de una viga o de un muro ejecutado con el fin de que las cargas que soporta sean transmitidas adecuadamente al terreno sin exceder determinada fatiga límite.

Una zapata presentará falla por corte general cuando se despiante sobre arena compacta y falla por punzonamiento cuando se despiante sobre arena suelta. Se puede presentar falla por punzonamiento sobre arenas compactas, cuando las cargas a las que está sujeto el cimiento son dinámicas.

Vesic afirma que un cimiento desplantado sobre arcillas saturadas o normalmente consolidadas presentará falla por corte general, si la carga se aplica de modo que no ocurra cambio de volumen en suelo, sin embargo cuando la carga se aplica con lentitud se presentará falla por punzonamiento.

#### ANÁLISIS LÍMITE AL PROBLEMA DE LA CAPACIDAD DE CARGA

Para establecer el estado de esfuerzos en un medio semi-infinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico, la teoría de la elasticidad, proporciona una solución cuando el suelo se encuentra cargado uniformemente con una sección de ancho de  $2B$  y de longitud infinita (fig. 27), donde los máximos esfuerzos cortantes inducidos en el medio valen  $q/\pi$ . Esta teoría garantiza que el estado de esfuerzos satisface con las condiciones de equilibrio y de frontera, siempre y cuando el valor de  $T_{max}$  sea mayor que la resistencia del material ( $c$ ), esto es:

$$\sigma_{max} = c = q/\pi$$

$$q = \pi c$$

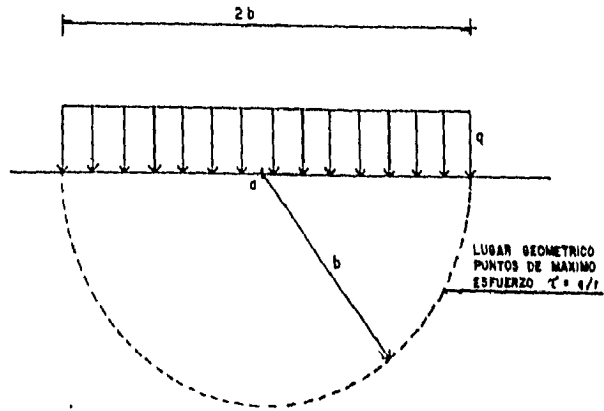


FIG. 27. Esfuerzos cortantes máximos bajo una banda de longitud infinita.

El análisis elástico no contempla al semicírculo como una superficie de deslizamiento, por no tomar en cuenta esfuerzos cortantes de falla tangentes a él, los cuales se presentan cuando  $\sigma_{\text{máx}} > c$ . Por lo tanto resulta necesario encontrar una cota superior al valor de la carga última "qu". El método sueco supone un mecanismo de falla circular (fig. 28), el cual permite obtener una cota superior para el valor de la carga última, este se encuentra acotada entre los valores  $\pi c < q_u < 5.5c$ .

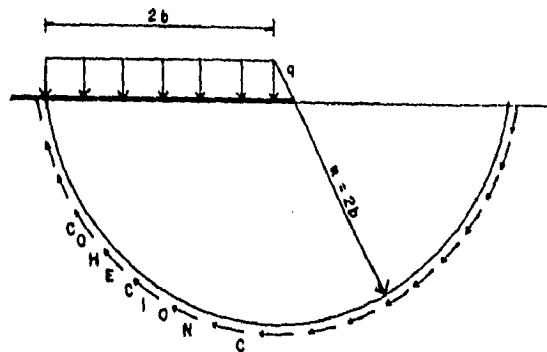


FIG. 28. Análisis de capacidad de carga considerando una superficie de falla circular.

## SOLUCION DE PRANDTL

Una solución que Prandtl presentó para la rotura plástica de los metales, es aplicada en la obtención de capacidad de carga del suelo.

La hipótesis básica de esta solución radica en que a una zapata uniformemente cargada de ancho  $B$  y longitud infinita, se hunda verticalmente en el terreno, produciendo rotura por deslizamiento en ambos lados de la zapata como se muestra en la figura 29.

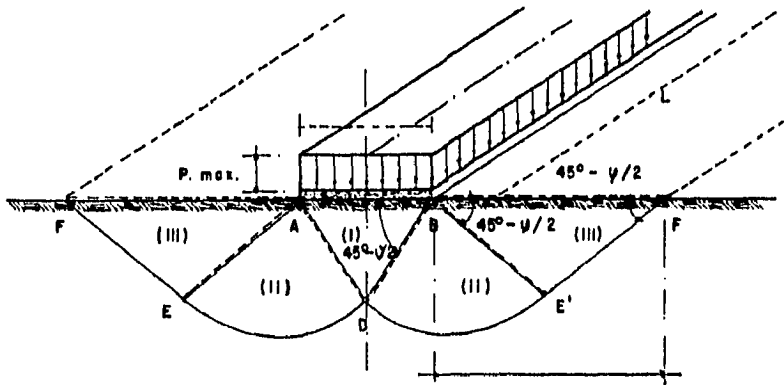


FIG. 29. Identación de un medio semiinfinito, homogéneo isótropo y rígido plástico perfecto. (según Prandtl).

La zona I se incrusta como cuerpo rígido en el suelo, se supone que se mueve hacia abajo con velocidad unitaria, sin ninguna deformación.

Las zonas II, se suponen plastificadas, con deslizamientos, empujando a las zonas III con velocidad tangente a las líneas igual a  $\sqrt{2/2}$ , con velocidad unitaria. La zona III se mueve como cuerpo rígido con la misma velocidad de la zona II.

Prandtl distingue diversos valores para el ángulo de fricción interna:

Para  $\phi = 0$

$$P_{\max} = 2.571 q$$

$q$ .- resistencia a la compresión.

$P_{\max}$ .- carga límite.

En la siguiente tabla se puede observar la variación de  $P_{max}$  cuando  $\phi < 0$

0	1.000	2.571
10	1.572	3.499
20	2.530	5.194
30	4.290	8.701
40	8.462	17.560

El valor que se toma de  $\phi = 0$  es de importancia práctica en cimientos que presentan roturas por deslizamiento en arcilla, donde el ángulo de fricción se considera nulo por lo que la expresión se reduce a lo siguiente:

$$P_{m\acute{a}x} = 2.571 q_u = 5.14 c$$

#### SOLUCION DE HILL PARA LA CAPACIDAD DE CARGA.

La solución de Hill se basa en los estudios realizados por Prandtl, realizándole algunos cambios como se muestra en la fig. 30, donde la zona I se desplaza como cuerpo rígido con una velocidad de  $\sqrt{2}$  al igual que la zona III en la dirección C G y F D respectivamente. En tanto que la zona II se mueve con una velocidad radial igual a  $\sqrt{2}$ , tangente a los círculos de desplazamiento.

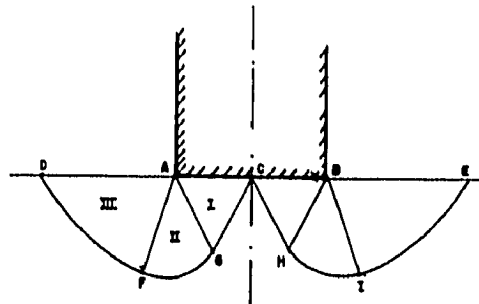
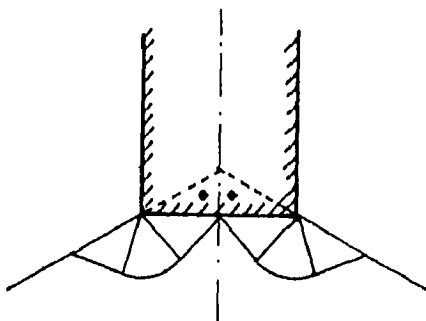


FIG.30. Mecanismo de falla según Hill.

Hill presenta una solución para calcular la presión límite que puede colocarse en la superficie AB como se muestra en la figura anterior, complementandola para el caso en que la superficie del medio semilinfinito no fuese horizontal, como se muestra en la fig. 31.



$$q_c = 2c (1 + \phi)$$

$\phi$ .- ángulo de fricción

FIG.31. Cuña truncada sujeta a indentación.

### TEORIA DE TERZAGHI PARA CIMIENTOS SUPERFICIALES

Terzaghi presenta de una manera mas acertada la solución para la capacidad de carga de los suelos, para el caso de suelos con cohesión y fricción.

Terzaghi realizó estudios de laboratorio y pruebas a escala natural de los cuales encontro las fallas que se presentan bajo un cimiento poco profundo de longitud infinita, cuando existe una simetría perfecta tanto en la forma geométrica como en las cargas axiales y un suelo homogéneo.

Terzaghi propone en la figura 32 un mecanismo de falla basado en los estudios y pruebas antes expuestos:



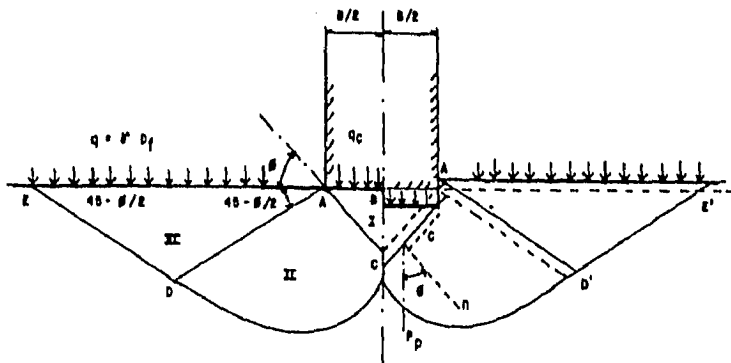


Fig. 32 Superficies idealizadas de falla general, usadas en el análisis de Terzaghi (1943).

La zona I es una cuña que se mueve verticalmente hacia abajo, en el estado activo de Rankin\*, la zona II de corte radial, la cual prolongando las líneas que la constituyen forman el ángulo  $\alpha$  (cuando la base del cimiento es rugosa), el cual varía cuando la base es idealmente lisa de la siguiente forma:  $(45 + \phi/2)$ . La zona III es una zona en estado pasivo de Rankin.

El área que se encuentra inmediatamente bajo el cimiento es aspera por lo que se encuentra imposibilitada por la fricción de pasar del estado elástico al estado activo, por este motivo se considera como si fuera parte del cimiento.

Para llevar a cabo el análisis se considera que la resistencia al corte del suelo arriba del nivel de la base del cimiento es despreciable y su peso se considera como una sobrecarga.

Por esta razón los resultados del análisis no podrán aplicarse a cimientos donde el ancho  $B$  es mayor o igual que la distancia vertical entre el terreno natural y la base del mismo. El análisis consiste en lo siguiente:

La suma de las fuerzas que guardan el equilibrio de la cuña deben ser cero, esto es:

$$Q_d + 1/4 \gamma B^2 \tan \phi - 2 P_p - C_a \sin \phi = 0$$

$$Q_d + 1/4 \gamma B^2 \tan \phi - 2 P_p - C_c \tan \phi = 0$$

Qd.- Fuerza requerida para provocar que el cimiento se hunda en el terreno.

c.- Cohesión por unidad de área

$\phi$ .- Angulo de fricción del suelo

$\gamma$ .- Peso específico del suelo

**Despejando Qd se tiene:**

$$Qd = 2 Pp + Bc \operatorname{tag} \phi - 1/4 \gamma B^2 \operatorname{tag} \phi$$

La incognita de esta ecuación es Pp la cual se puede obtener si el cimentación se apoya en la superficie de un suelo sin cohesión. Esto es simplificando:

$$Qd = Q \gamma = B \gamma 1/2 B N_r = 1/2 B^2 N_r$$

Donde  $N_r$  es un coeficiente adimensional que puede obtenerse de la figura 33, una vez conociendo el angulo de fricción.

El problema se complica cuando el suelo presenta cohesión y fricción. Terzaghi da la siguiente solución:

Si el suelo no tuviera peso se podría dividir en dos partes  $Q_c$  y  $Q_q$ , donde  $Q_c$  es la carga justamente suficiente para causar la falla, si la sobrecarga "q" fuera cero y  $Q_q$  es la carga que podría sostenerse por el efecto de la sobrecarga, actuando sola sobre un suelo sin peso y sin cohesión.

$$Qc + Qq = Bc Nc + Bq Nq$$

$Nc$  y  $Nq$ .- Son los factores de capacidad de carga adimensionales que se encuentran en función del angulo de fricción, se pueden obtener de la figura 33.

Por lo tanto la capacidad última de apoyo será:

$$Qd = \underbrace{Qc}_{(q=0, \gamma=0)} + \underbrace{Qq}_{(c=0, \gamma=0)} + \underbrace{Q\gamma}_{(c=0, q=0)}$$

$$Qd = B (c Nc + \gamma Df Nq + 1/2 \gamma B Nr)$$

Para calcular la capacidad de carga última en cimientos continuos, respecto a la falla local Terzaghi adapto la ecuación anterior, dando nuevos valores a

"c" y a " $\phi$ ".

$$c' = 2/3 c$$

$$\tan \phi' = 2/3 \tan \phi$$

Entonces:

$$Q_d = B (2/3 c N'_c + \gamma D_f N'_q + 1/2 \gamma B N'_\gamma)$$

Donde:

$N'_c$ ,  $N'_q$  y  $N'_\gamma$  .- se obtienen de la figura 33.

Para el caso  $\phi = 0$  (suelos de arcilla)

$$N_c = 5.7 \quad (\text{para una base lisa } N_c = 5.14)$$

$$N_q = 1$$

$$N_\gamma = 0$$

$$Q_d = B (5.7c + \gamma D_f)$$

Por área unitaria:

$$q_d = 5.7c + \gamma D_f$$

como;  $q_c = 2c$

$$q_d = 2.85 q_c + \gamma D_f$$

Para cimientos cuadrados y circulares:

$$Q_d = 1.3 * 5.7c + \gamma D_f = 2.85 q_u (1 + 0.3 B/L) + \gamma D_f$$

Para el caso de un cimiento desplantado sobre arena seca y limpia donde  $c = 0$

$$Q_d = B (\gamma D_f N_q + 1/2 \gamma B N_y)$$

Para un cimiento situado en la superficie donde  $D_f = 0$

$$Q_d = B (1/2 \gamma B N_y)$$

por unidad de área:

$$q_d = 1/2 \gamma B N_y$$

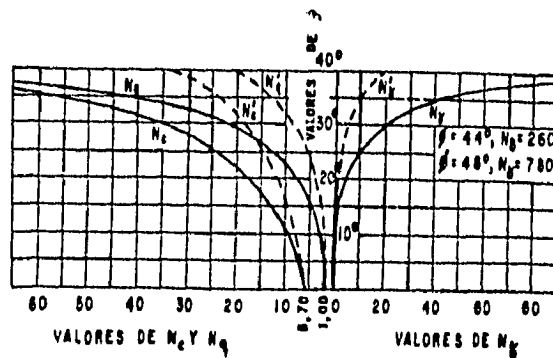


Fig. 33 Factores de capacidad de carga para la aplicación de la teoría de Terzaghi

En el caso anterior la capacidad de carga es proporcional a la densidad del suelo y la cual disminuye aproximadamente a la mitad cuando se encuentra bajo el nivel de aguas freáticas, disminuyendo en la misma magnitud la capacidad de carga por área unitaria.

Para cimientos cuadrados y circulares Terzaghi integra a sus ecuaciones, coeficientes empíricos basados en observaciones y resultados de ensayos, esto es:

Para cimientos circulares

$$Q_d = q_d \pi D^2/4 = \pi R^2 (1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma R N_y)$$

Para cimientos cuadrados

$$Q_d = q_d B^2 = B^2 (1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_y)$$

### TEORIA DE SKEMPTON

La teoría de capacidad de carga propuesta por Skempton, se aplica a suelos arcillosos sujetos a la aplicación instantánea de carga, la cual haciendo una comparación con la de Terzaghi se tiene que cuando el ángulo de fricción es igual a cero, Terzaghi no toma en cuenta la profundidad de desplante, lo cual es un error, ya que si comparamos dos cimientos a diferente profundidad, el cimiento que se encuentra a mayor profundidad tendrá una superficie de mayor desarrollo, en la cual la cohesión trabajará mas y por consiguiente le corresponde un valor de  $N_c$  mayor.

La capacidad de carga que Skempton propone para suelos puramente cohesivos es la siguiente:

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

En pruebas de laboratorio y pruebas a escala, encontro que el valor de  $N_c$  varia de acuerdo a la profundidad de desplante ( $D/B$ ) volviendose constante a una cierta profundidad, como se puede observar en la figura 34.

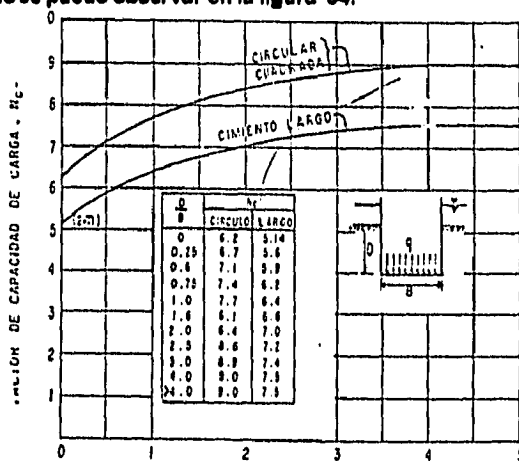


FIG 34 Valores de  $N_c$  para suelos puramente cohesivos (según Skempton).

**NOTA:**

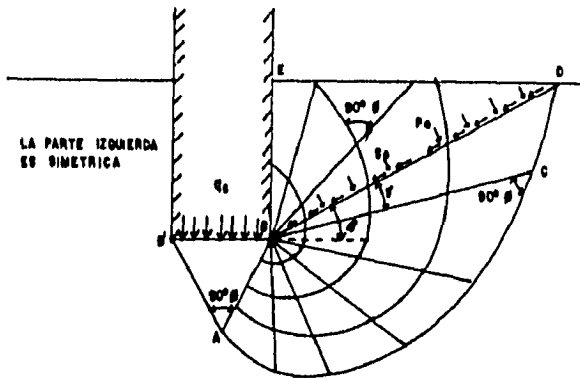
Para suelos estratificados se debe cuidar el valor de  $\phi$  tomando en cuenta los espesores y peso específico de cada uno.

**TEORIA DE MEYERHOF**

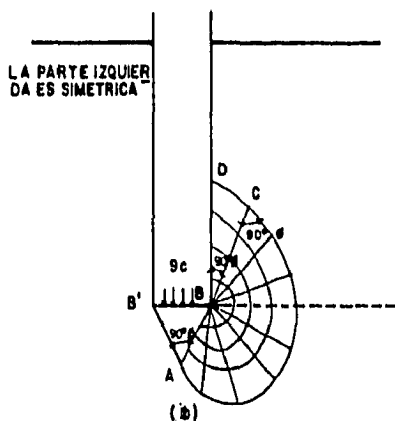
La teoría de Meyerhof añade la consideración de los esfuerzos cortantes que pueden desarrollarse en el terreno, por encima del nivel de desplante del cimiento y el caso general de cimientos a cualquier profundidad, cuyo efecto fue ignorado por Terzaghi, quien lo considero solamente como una sobrecarga.

Según Meyerhof el suelo que rodea el cimiento por encima del nivel de desplante, actúa como un medio de propagación de superficies de deslizamiento que aumentan la resistencia al corte.

Meyerhof propone un mecanismo de falla para el caso de fajas largas de cimentación, extendiendo al superficie de falla, en forma de espiral logarítmica ascendente a través del suelo por encima del nivel de desplante. (ver fig. 35).



(a)



GIF. 35. Mecanismo de falla propuesto por Meyerhof.  
 a) A poca profundidad.  
 b) A gran profundidad.

El mecanismo presentado considera que la zona C B A es de esfuerzos uniformes y puede suponerse en estado activo de Rankin. La cuña C B D limitada por un arco espiral, logarítmica de esfuerzo cortante radial. Finalmente la cuña B' D E F es una zona de transición en la que los esfuerzos varían desde el estado de corte radial hasta los correspondientes al estado plástico pasivo.

Mediante un análisis matemático Meyerhof obtiene la misma expresión propuesta por Terzaghi (para cimentaciones superficiales), cambiando los valores de los factores de capacidad de carga  $N_c$ ,  $N_q$ , y  $N_\gamma$ , los cuales se encuentran determinados por el ángulo de fricción en la figura 35. La expresión es la siguiente:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f N_q + 1/2 B N_\gamma$$

La gráfica propone valores de capacidad de carga para diferentes tipos de cimentación.

Para cimentaciones profundas propone:

$$q_c = c N'_c + \gamma D_f + N'_q$$

La expresión anterior es aplicada para pilotes de punta en los cuales es despreciable la fricción lateral del fuste debiendo penetrar por los menos una longitud de:

$$D = 4 (N\phi)^{1/2} B$$

$$N\phi = \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$$

Hasta ahora se ha mencionado la solución para cimientos muy largos y zapatas cuadradas. Para cimientos rectangulares no existe solución por métodos teóricos, por lo que Meyerhof propone que los valores de capacidad de carga sean obtenidos por medio de interpolaciones entre los valores de capacidad de carga obtenidos de cimientos largos y zapatas cuadradas. Otra forma es multiplicando los valores de capacidad de carga para cimientos muy largos superficiales con los siguientes factores de forma respectivamente:

$$S_c = 1 + 0.2 N\phi B/L$$

$$S_q = S_y = 1, \text{ para } \phi = 0$$

$$S_q = S_x = 1 + 0.1 N\phi B/L, \text{ para } \phi > 10^\circ$$

Meyerhof propone una solución para cimientos superficiales de sección rectangular, en la cual el valor de  $\phi_r$  puede determinarse mediante una interpolación lineal entre los valores correspondientes a cimientos cuadrados y de longitud infinita.

$$\phi_r = (1.1 - 0.1 B/L) \phi_t$$

$\phi_r$  .- Angulo de resistencia

$\phi_t$  .- Angulo obtenido de una prueba triaxial.

El valor de  $\phi_r$  se utiliza para localizar los valores de capacidad de carga de la figura 36.

Otro factor que hay que considerar es la resistencia del suelo al esfuerzo cortante por encima del nivel de desplante, por lo que los factores de capacidad de carga se multiplican por sus respectivos factores de profundidad, obteniéndose con esto valores menores, que nos acercan mas a la realidad, estos son:

$$d_c = 1 + 0.2 (N\phi)^{1/2} D/B$$

$$d_q = d_y = 1, \text{ para } \phi = 0$$

$$d_q = d_y = 1 + 0.1 (N\phi)^{1/2} D/B, \text{ para } \phi > 10^\circ$$



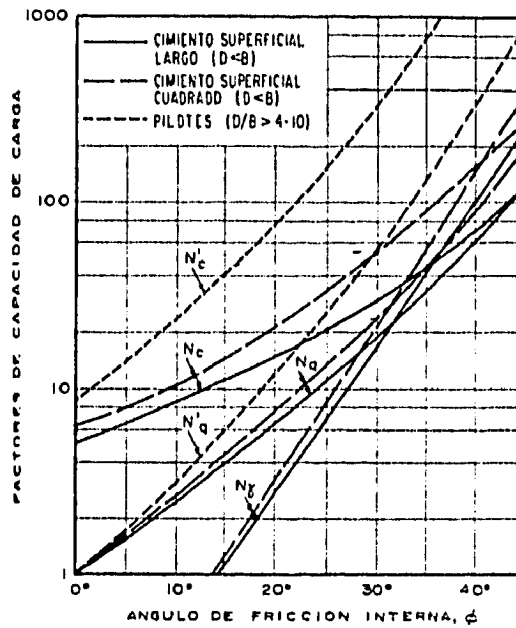


FIG. 38 Factores de capacidad de carga para cimientos superficiales y pilotes.

### SOLUCION DE BRINCH HANSEN

Brinch H. proporciona una solución la cual puede ser aplicada a cimientos rectangulares situados a cualquier profundidad de desplante:

$$q_c = c N_c (1 + 0.2 B/L) (1 + 0.35 Df/B) + \gamma Df N_q (1 + 0.2 B/L) (1 + 0.35 Df/B) + 1/2 \gamma B N_\gamma (1 - 0.4 B/L)$$

cuando  $s = 0$  el segundo parentesis del segundo termino debe tomarse como 1.

Los valores de capacidad de carga se obtienen por medio de la siguiente tabla:

		FACTOR		
		Nc	Nq	Ny
VALOR	0	5.1	1.0	0.0
	5	6.5	1.6	0.1
DEL	10	8.3	2.5	0.5
	15	11.0	3.9	1.4
	20	14.8	6.4	3.5
ANGULO	25	20.7	10.7	8.1
	30	30.1	18.4	18.1
DE	35	46.1	33.3	40.7
	40	75.3	64.2	95.4
FRICCION	45	134	135	241
	50	267	319	682

Valores de factores de capacidad de carga.

### TEORIA DE BALLA

Ballá presenta una solución a la capacidad de carga para cimientos desplantados a una profundidad menor o igual a  $1.5 B$ , para suelos sin cohesión, en donde lo único que cambia de la expresión de Terzaghi son los valores de los factores de capacidad de carga, esto es:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f N_q + 1/2 \gamma B N_y$$

Los valores de los factores de capacidad de carga se obtienen de la siguiente forma:

- a).- Se saca el valor de  $2c/B\gamma$
- b).- Se obtiene el valor de  $p$  de la figura 37
- c).- Con el valor de  $p$  se obtienen los valores de  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_y$  en la figura 38.

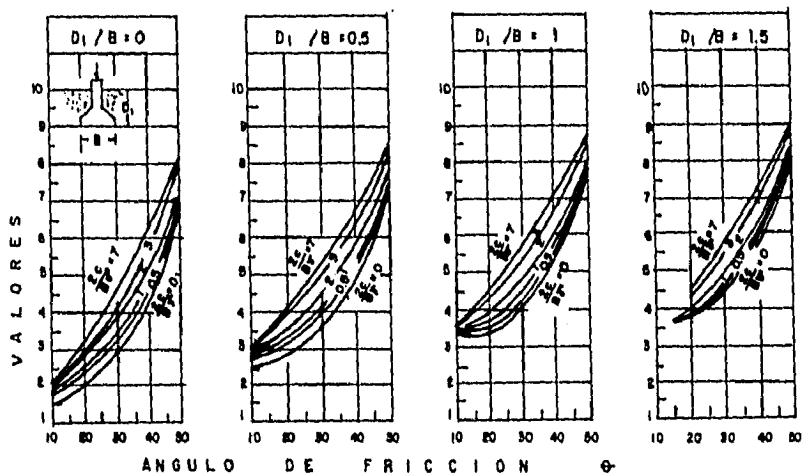


FIG. 37. valores de P en la teoría de Ballé para varias relaciones  $D_1/B$

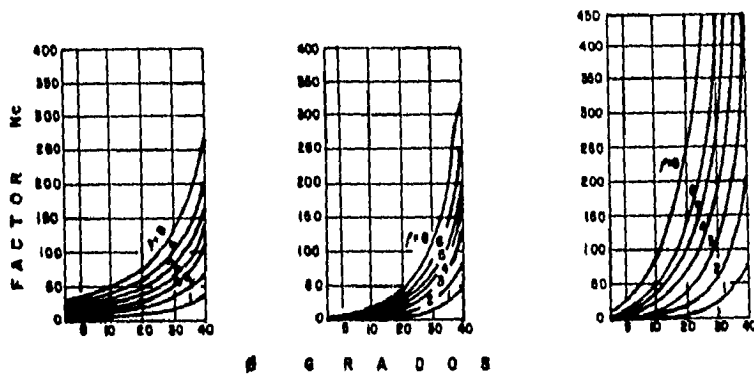


FIG. 38. Factores de capacidad de carga según Ballé.

## SOLUCION QUE PRESENTA LA COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD

La C.F.E. presenta una desigualdad con la cual se puede determinar la capacidad de carga (estado límite de falla), referida a falla general o local, por cortante, para zapatae. La metodología consiste en resolver la desigualdad, encontrando valores congruentes, convirtiéndose en una revisión de la cimentación.

$$\frac{\sum Q F_c}{A} = P_v (\gamma B/2 N_\gamma + \bar{P}_v (N_q-1) + c N_c) F_r$$

$Q F_c/A$  .- Suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectadas por sus correspondientes factores de carga en toneladas.

A .- Area de la zapata en  $m^2$

$P_v$  .- Presión vertical total actuante a la profundidad de desplante alrededor de la zapata, en  $T/m^2$

$\bar{P}_v$  .- Presión vertical efectiva a la misma profundidad en  $T/m^2$

$\gamma$  .- Peso volumétrico del suelo, en  $T/m^3$

$D_f$  .- Profundidad mínima de desplante, en m.

B .- Ancho de la zapata, supuesto menor que  $L/5$ , siendo L la longitud de la zapata, en (m).

$N_q$  .- Coeficiente de capacidad de carga.

$$N_q = e^{\pi \lambda \cdot \phi} \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$$

$N_\gamma$  .- Coeficiente de capacidad de carga.

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi$$

$N_c$  .- Coeficiente de capacidad de carga para suelos cohesivos friccionantes.

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi}$$

$N_{cs}$  .- Para suelos puramente cohesivos,  $\phi = 0$ . Este valor puede ser obtenido de la gráfica de Skempton.

- C .- Cohesión del suelo en T/m<sup>2</sup> para falla de tipo general. Este valor se reduce para falla de tipo local.
- $\phi$  .- Angulo de fricción Interna del suelo para falla general, su valor se reduce para falla local.
- Fr .- Factor de resistencia, el se obtiene de la siguiente tabla según sea el caso:

## C A S O

## Fr

Zapatatas de colindancia cerca de las cuales es posible se abran excavaciones..... < 0.35

Zapatatas en suelos heterogéneos susceptibles de contener grietas..... < 0.35

Zapatatas sometidas a acciones predominantemente dinámicas..... < 0.35\*

Situaciones usuales..... < 0.50

Cuando existe experiencia considerable en la zona..... < 0.70

\* A menos que un estudio dinámico detallado permita concluir que es aceptable un valor mayor y siempre que no exista un peligro claro de licuación.

Una vez definidas las partes integrantes de la desigualdad, se deberán considerar los siguientes criterios que permiten obtener valores mas confiables:

a).- Los valores de  $c$  y  $\phi$ , serán los medidos de la presión e inclinación de la envolvente de los círculos de Mohr, a la falla local o general del suelo, en la prueba de resistencia que se considere mas representativa de las condiciones de carga y drenaje del suelo in situ.

En arcillas se adoptará para la presión el valor medio de esta propiedad para el material localizado hasta una profundidad igual al ancho de la base de la zapata.

Si existe estratos blandos a poca profundidad se aplicaran criterios que mas adelante se mencionarán.

En arenas el ángulo de fricción interna se evaluará tomando en cuenta el estado de compacidad in situ.

No se deberán desplantar zapatas aisladas sobre limos, si estos se encuentran en estado suelto, sin embargo cuando se trata de limos compactos, se determinará la capacidad de carga tomando en consideración al material como cohesivo o friccionante, de acuerdo a su plasticidad y comportamiento en pruebas de laboratorio.

Para suelos de compacidad relativa  $C_r < 70\%$  (suelto) o de resistencia a la compresión simple  $q_u < 5 \text{ T/m}^2$  (blandos), se deberán modificar los parámetros de resistencia "c" y "ø", para tomar en cuenta la falla de tipo local, de la siguiente forma:

$$C^* = 0.67 C$$

$$\phi^* = \text{tag}^{-1} (K \text{ tag } \phi)$$

Para arenas el valor de K será el siguiente:

$$K = 0.67 + C_r - 0.75 C_r^2 ; \quad \text{si } 0 < C_r < 0.70$$

$$K = 1 ; \quad \text{si } C_r > 0.70$$

$$K = 0.67 ; \quad \text{para otros suelos.}$$

#### b).- FORMA DE LA ZAPATA.

Cuando la condición geométrica  $B < L/5$ , no se cumple los factores de capacidad de carga  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$ , deberán ser modificados con los factores de carga  $S_c$ ,  $S_q$  y  $S_\gamma$ , respectivamente, los cuales pueden ser obtenidos por la siguiente tabla:

FACTORES DE FORMA	FORMA DE RECTANGULAR	LA BASE CIRCULAR O CUADRADA
$S_c$	$L + (B/L) (N_q/N_c)$	$1 + (N_q/N_c)$
$S_q$	$L + (B/L) \text{ tag } \phi$	$1 + \text{tag } \phi$
$S_\gamma$	$1 - 0.4 (B/L)$	0.60

Cuando se tenga la necesidad de trabajar con  $N_{cs}$  el valor se obtendrá de la gráfica de Skempton.

**c).- POSICION DEL NIVEL FREATICO.**

La posición del nivel freático será la que represente la posición mas alta prevista durante la vida útil de la estructura. Deberá tomarse en cuenta el ancho del cimiento  $B$  y la profundidad del nivel de aguas freáticas ( $Z$ ), así definido para conocer el peso volumétrico del suelo.

$$\gamma^* = \gamma' + (Z/B) (\gamma_m - \gamma') \text{ -----> si } 0 < Z < B$$

$$\gamma^* = \gamma_m \text{ -----> si } Z > B \text{ (Se ignora el NAF)}$$

$$\gamma^* = \gamma' \text{ -----> si } Z < 0 \text{ (El NAF por encima del nivel de desplante).}$$

Donde:

$\gamma^*$  .- Peso volumétrico a considerar

$\gamma'$  .- Peso volumétrico sumergido

$\gamma_m$  .- Peso volumétrico total correspondiente al contenido de agua mínimo del suelo arriba del nivel freático.

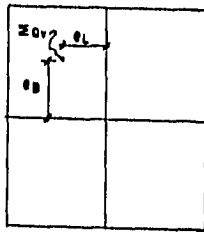
**d).- EXENTRICIDAD DE LA CARGA.**

Cuando la resultante de las cargas de una estructura descansan fuera del eje central de los elementos estructurales de la zapata rectangular (fig.39), se dice que presenta excentricidad transversal y/o longitudinal, cuando esto ocurre se modifica el largo y/o ancho de la zapata de la siguiente manera, según sea el caso:

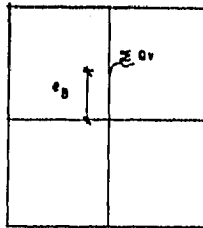
$$B' = B - 2 e_B$$

$$L' = L - 2 e_L$$

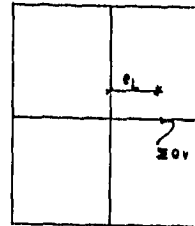
$Q_v$ .-sumatoria de las cargas verticales



Exentricidad longitudinal y transversal



Exentricidad transversal



Exentricidad longitudinal

FIG. 38. Orientación con exentricidad

e).- INCLINACION DE LA CARGA

Quando la resultante de las cargas de una estructura se encuentran con una oblicuidad (Inclinación), respecto a la vertical (fig. 40), los factores de capacidad de carga  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_y$ , se modifican con coefecientes de reducción por inclinación de carga, los cuales se encuentran en función del angulo de fricción interna del suelo ( $\phi$ ), como se muestra en la siguiente tabla:

INCLINACION $\alpha$							
$\phi$	0	5	10	15	20	30	40
20	1	0.86	0.70	0.49	0	0	0
30	1	0.86	0.70	0.57	0.40	0	0
40	1	0.85	0.68	0.55	0.44	0.18	0

Coefficiente de reducción aplicable a  $N_y$  (por la inclinación de la carga).



INCLINACION $\alpha$							
$\alpha$	0	5	10	15	20	30	40
20	1	0.88	0.73	0.58	0.33	0	0
30	1	0.86	0.71	0.56	0.43	0.15	0.05
40	1	0.82	0.66	0.52	0.39	0.22	0.050

Coefficiente de reducción aplicables a  $N_c$  y  $N_q$  (por inclinación de la carga).

Cuando sean utilizados para  $N_c$ , deberá considerarse lo siguiente:

Si  $\alpha = 0$  -----»  $F_c = 0.5 - 0.5\sqrt{1 - H / Ac}$

Donde:

- F<sub>c</sub>.- factor de corrección
- H.- componente horizontal de la carga
- A.- área de la zapata
- c.- cohesión

Deberá cuidarse que no exista posibilidad de deslizamiento horizontal

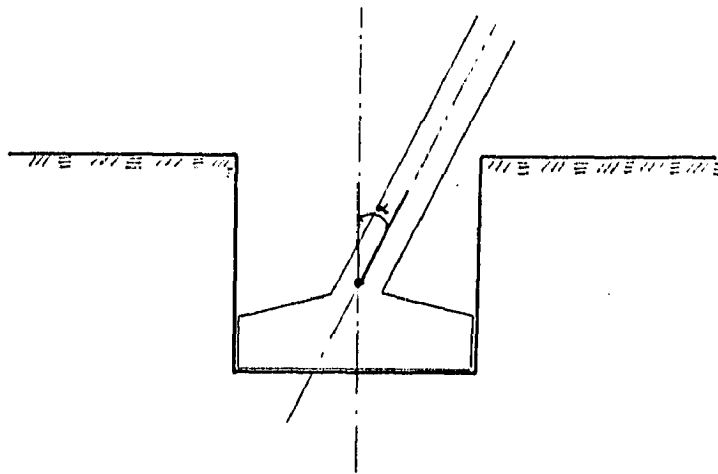


FIG.40. Forma en que se presenta la carga inclinada

**f).- INCLINACION DE LA SUPERFICIE DEL TERRENO**

Quando una zapata se encuentra desplazada a poca profundidad sobre un terreno que presenta una cierta inclinación ( $\beta$ ), respecto a la horizontal como se muestra en la figura 41, se aplica un factor de reducción de carga, el cual es aplicable a los factores de capacidad de carga ( $N_y$ ,  $N_q$  y  $N_c$ ).

Las siguientes tablas muestran los diferentes valores de reducción :

$\beta$	10	20	30	40
10	0.58	0	0	0
20	0.85	0.59	0	0
30	0.89	0.79	0.58	0
40	0.91	0.82	0.70	0.54

**Factores de reducción por inclinación del terreno aplicables a  $N'_y$**

$\beta$	10	20	30	40
10	0.45	0	0	0
20	0.80	0.40	0	0
30	0.85	0.70	0.35	0
40	0.90	0.80	0.60	0.30

**Factores de reducción por inclinación del terreno aplicables a  $N_c$  y  $N_q$ .**

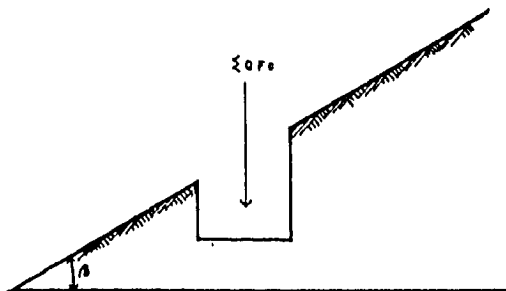


FIG. 41 Inclinación del terreno

g).- CIMENTACIONES EN SUELOS ESTRATIFICADOS.

Para llevar a cabo la revisión de un cimiento es muy importante se determine el perfil estratigráfico y las propiedades índice y mecánicas del suelo.

En estratos arcillosos saturados, la evaluación podrá llevarse a cabo con un análisis de superficies cilíndricas de falla.

En un suelo con presión y fricción superyaciendo un estrato debil, que se encuentra a una profundidad (h), respecto al nivel de desplante de una zapata de ancho (B), la corrección se hace de la siguiente manera:

- a).- Si  $h/B > 3.5$  Desde el punto de capacidad de carga se podrá ignorar el estrato debil, no así de los asentamientos.
- b).- Si  $3.5 > h/B > 1.5$  Se verificará la desigualdad para una zapata ficticia con la misma carga total que la real pero con ancho  $B' = B+h$  y supuesta desplantada directamente sobre el suelo.
- c).- Si  $h/B < 1.5$  Al igual que el inciso "b" pero con ancho de la zapata  $B' = B [1 + 2/3(h/B)^2]$

## CIMENTACIONES PROFUNDAS.

Las cargas que transmite un cimiento al suelo, no siempre podrán ser soportadas por zapatas o losas de cimentación, ya sea por que el suelo es demasiado debil o compresible para proporcionar un soporte adecuado. Para tal caso es necesario buscar un estrato de suelo resistente a mayor profundidad, para disipar las cargas, por medio de pilotes, pilas, cajones de cimentación o cilindros. En ocasiones el buscar un estrato resistente, nos lleva a profundidades poco costiables desde el punto de vista económico, por lo que es necesario utilizar como apoyo los terrenos blandos y poco resistentes, comose verá mas adelante.

La diferencia que existe entre un pilote y una pila de cimentación, es muy relativa y hasta la fecha no existe una distinción definida. Algunos especialistas en la materia presentan un criterio para la distinción de los mismos:

**Pilote .-** Es un elemento estructural esbelto, con dimensiones transversales comprendidos entre 0.30 y 0.60 m., los cuales pueden ser elaborados con madera, concreto, acero y la combinación de concreto y acero.

**Pila .-** Es un elemento estructural de cimentación con dimensiones que oscilan entre 1 y 3 m. de ancho.

Cuando las dimensiones de los un elemento estructurales de cimentación sobrepasan los valores de los dos cesos anteriores llevan el de cilindros y cajones de cimentación.

Los cilindros y cajones de cimentación tienen dimensiones que oscilan entre 3 y 6 m. de diámetro y el mismo rango de ancho para los cajones. Presentan la característica de ser huecos, para ahorro de material y disminución de carga, son hechos siempre de concreto. (Ver figura 42).

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

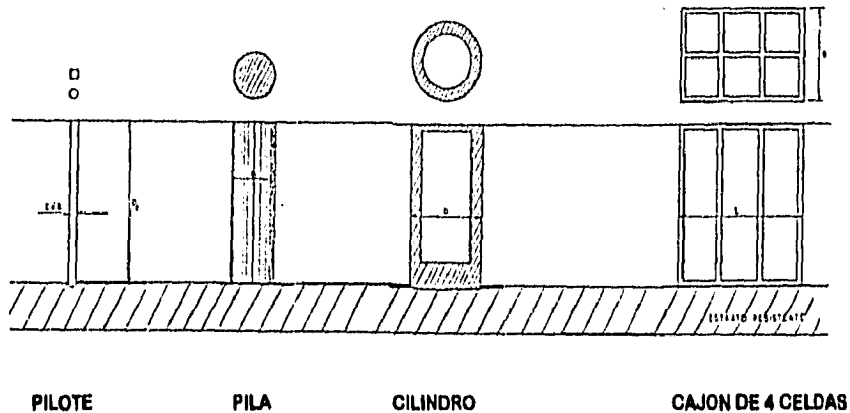


Figure 42

Para poder determinar si un tipo de cimentación que presenta asentamientos se encuentra dentro de los límites tolerables es necesario conocer además de la capacidad de carga, las tensiones que se producen dentro del suelo, y el asentamiento que provocan dichas tensiones, con el fin de aceptar o cambiar el proyecto de cimentación. Para conocer lo anterior se dan a conocer los pasos a seguir en el proyecto de cimentación a base de pilotes:

- 1.- Se requiere conocer la estratigrafía que presenta el suelo, la cual se obtiene de perforaciones exploratorias, para determinar si la estructura va ser desplazada sobre pilotes de fricción, hincados enteramente sobre arena, pilotes de punta, o pilotes flotantes.
- 2.- Se deberá elegir la longitud y el tipo de pilote utilizar, ayudado de la estratigrafía del terreno, la cual proporciona datos de los materiales que conforman los estratos, así como el espesor de los mismos, haciendo posible el cálculo de la longitud de los pilotes necesaria para soportar la carga transmitida, sin presentar desplazamiento vertical. Para determinar la longitud de pilotes de fricción hincados en arcilla es necesario establecer el coeficiente de seguridad de los grupos de pilotes con respecto a su falla total.

- 3.- Es necesario conocer la capacidad de carga de cada pilote, mediante ensayos de carga, el valor obtenido se divide con un coeficiente de seguridad apropiado obteniéndose de esta forma la carga admisible por pilote.  
El número de pilotes se obtiene dividiendo el peso total de la estructura entre la carga admisible por pilote.

- 4.- El siguiente paso es determinar la distancia (D) que deberá existir entre pilotes, la cual estará medida de eje a eje de los pilotes, encontrándose en el rango no mayor de "4 d" ni menor de "2 d", siendo "d" el diámetro del pilote, tomando en cuenta las siguientes condiciones del suelo:  
El acomodo de los pilotes deberá hacerse en filas paralelas, formando cuadros o en tresbolillo. El área que deberá tener el cabezal de los mismos será:

$A_c = D^2$ ; si se trata de pilotes formando cuadros.

$A_c = 1/2 D^2 (3)^{1/3}$ ; si se trata de pilotes formando tresbolillo

Si el área de los cabezales es mucho menor del 50% del área total que cubre la edificación, los pilotes se dispondrán en grupos que sostienen cabezales comunes, sin embargo cuando es considerablemente mayor puede ser más conveniente proyectar una platea soportada por un grupo de pilotes, permitiendo colocar a mayor distancia los pilotes de modo de obtener una distribución regular, tomando en consideración las distintas intensidades de carga que descansan en las diferentes partes del cimiento

- 5.- Cuando una estructura va a ser soportada sobre pilotes de fricción, en un suelo arcilloso, se deberá hacerse un cálculo muy detallado de la capacidad de carga del grupo de pilotes, con el fin de obtener la carga admisible, la cual en este caso en particular no debe exceder de un medio o preferiblemente de un tercio de la máxima de falla, para dar un mayor grado de seguridad, evitando los asentamientos de consideración, los cuales si son menores de 5 cm. no representan ningún peligro de colapso, sin embargo cuando son mayores llegando a alcanzar 15 cm. o más, las consecuencias pueden ser catastróficas.
- 6.- El último paso consiste en calcular la zapata o la platea que forma el cabezal del pilote o grupos de pilotes. Dicho cálculo consiste en obtener valores del momento flector y esfuerzo de corte, suponiendo que cada pilote soporta la misma carga.

En la realidad la carga que soporta el cabezal rígido de un pilote o un grupo de pilotes, aumenta del centro hacia los bordes, si los estratos son horizontales y las puntas de los pilotes no se apoyan en roca. El error que pudiera presentarse por la hipótesis antes mencionada es cubierta por el factor de seguridad que toda estructura debe tener.

### ENSAYOS DE CARGA EN PILOTES

El mejor método para evaluar la capacidad de carga de un pilote, es la prueba de carga a escala natural in-situ, donde van a ser apoyados los pilotes. El inconveniente de este método es el tiempo y costo que se requiere para llevarlo a cabo; por lo que solo es factible aplicarlo a construcciones que por su importancia se requiere presente un alto grado de seguridad.

Deberá considerarse que los resultados de las pruebas a escala natural, pertenecen a un solo pilote y este se comporta diferente, cuando trabaja en conjunto.

Los tipos de pruebas de carga son las siguientes:

- Pruebas de penetración
- Pruebas de extracción
- Pruebas bajo carga horizontal

Se recomienda hacer este tipo de pruebas cuando se presentan los siguientes casos:

- 1.- Cuando se pretende construir un cimiento a base de pilotes de fricción, sobre arenas, arcillas sobreconsolidadas o materiales estratificados, y no exista en el lugar otra edificación con este tipo de cimiento.
- 2.- Cuando al estrato donde van a ser apoyados los pilotes de punta es heterogéneo.
- 3.- Cuando se desea conocer con mucha aproximación la deformación que presentará el pilote bajo cargas horizontales.

La información que se obtiene de una prueba a escala natural es la siguiente:

- Capacidad de carga por punta de un pilote, sobre arenas o arcillas compactas, con valores satisfactorios. La capacidad de carga por fricción puede ser tomada en cuenta si se conoce perfectamente, cuando no se conoce, se realiza la prueba introduciendo el pilote de prueba en un tubo para que los resultados que se obtengan sean puramente de la capacidad de carga por punta.
- Capacidad de carga por fricción lateral, en arcillas blandas, la cual presenta fricción o adherencia, haciendo despreciable la capacidad de carga por punta.
- Asentamiento total del pilote bajo la carga. Este solo podrá ser calculado con cierta precisión cuando el pilote se encuentre situado sobre un suelo no compresible, en cambio cuando se encuentran en suelos cohesivos o en arcillas no representan el asentamiento que se tendrá a largo plazo.

Como se dijo anteriormente el asentamiento que presenta un solo pilote es muy diferente al que se presenta en un grupo de pilotes debido a la influencia, como se puede observar en la figura 43.

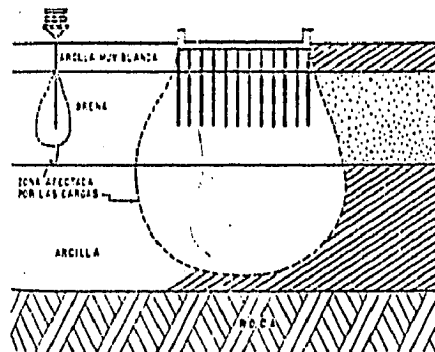


FIG. 43. Diferencia de influencia entre un pilote y un grupo de pilotes.

La confiabilidad de los resultados de las pruebas está en función de:

- El tiempo de reposo después del hincado.
- Magnitud de los incrementos de carga.
- Velocidad de carga.



Los criterios que deberán ser considerados en el diseño en un cimiento a base de pilotes son los siguientes:

- 1.- La capacidad de carga de un grupo de pilotes puede ser igual a la suma de las capacidades de carga por pilote, dependiendo de las distancias entre sus ejes, pero en la mayoría de los casos es menor. Para este criterio se aplica un factor de reducción el cual se encuentra en función de las distancias que los separan.

distancia entre ejes	factor de reducción
10	1.0
8	0.95
6	0.90
5	0.85
4	0.75
3	0.65
2.5	0.55

- 2.- Cuando los pilotes de punta se encuentran desplantados sobre un estrato resistente y se encuentran rodeados por estratos en procesos de consolidación, se producen fricciones negativas las cuales disminuyen la capacidad de carga de los pilotes.
- 3.- La prueba debe realizarse a pilotes colados en el lugar.
- 4.- Cuando la distancia entre los ejes de los pilotes es muy pequeña, al llevar a cabo el incado a percusión, se puede destruir la estructura de los materiales cohesivos, lo cual disminuya la capacidad de carga de los pilotes.

#### CIMENTACIONES PROFUNDAS EN SUELOS COHESIVOS

Para efectuar el cálculo de capacidad de carga última en cimientos profundos es indispensable la resistencia al corte del suelo (no drenado) a corto plazo.

Para el cálculo de capacidad de carga de pilotes hincados en arcilla se deben considerar los esfuerzos totales y los efectivos.

Esfuerzo total, cuando la resistencia al corte es menor de 10 Ton/m<sup>2</sup>, se calcula con la siguiente expresión:

$$Q_u = \epsilon C_u A_s$$

donde:

$\epsilon$  .- factor de adherencia

$C_u$ .- resistencia al corte (no drenada) promedio del suelo a lo largo del fuste.

$A_s$ .- área del fuste del pilote (m<sup>2</sup>)

Esfuerzos efectivos cuando  $C_u < 10$  Ton/m<sup>2</sup>.- Inmediatamente después del hincado del pilote la adherencia está dada por la resistencia al corte (no drenada), de la arcilla remoldeada. La presión lateral está dada por los parámetros efectivos de resistencia al corte (no drenada " $C'$ " y " $\sigma'$ "), de la arcilla remoldeada que ha fallado cerca del fuste. Para este caso en particular la fricción lateral se calcula con la siguiente expresión:

$$Q_u = A_s T_s P$$

donde:

$T_s$ .- fricción lateral efectiva promedio a lo largo del fuste (Ton/m<sup>2</sup>)

$T_s = 0.3 P_o$  (pruebas de laboratorio)

$P_o$ .- presión efectiva por sobrecarga.

#### CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES COLADOS EN EL LUGAR

La capacidad de carga de pilotes y pilas colados en el lugar se determina calculando la carga por punta y la carga por fricción. Meyerhof propone la siguiente expresión:

$$q_c = C N'_c + \gamma D_f N'_q$$

donde:

$q_c$ .- carga de falla en el cimiento por unidad de longitud

$N'_q$ .- se obtiene de la gráfica de Meyerhof

$N'_c$ .- se encuentra en función del diámetro de la punta de la pila o pilote (ver la siguiente tabla).

< 0.5 m	9
0.5 a 1.0 m	7
> 1.0 m	6

La adherencia en pilotes colados en el lugar se puede obtener de la siguiente forma:

$$Q_f = C_{ua} A_s$$

donde:

**Q<sub>f</sub>**.- fricción lateral última

**A<sub>s</sub>**.- área lateral del fuste del pilote

**C<sub>ua</sub>**.- adherencia última (en la practica  $C_{ua} = 0.3$  a  $0.4 C_u$ )

**C<sub>u</sub>**.- resistencia al esfuerzo cortante determinado a partir de pruebas no drenadas.

El valor de  $C_{ua}$  deberá ser afectado en gran magnitud, dependiendo del procedimiento de excavación, el cual ocasiona el reblandecimiento de la arcilla.

La fricción lateral del pilote o pila se considerará cuando el estrato que se encuentra inmediatamente bajo la punta, permite el deslizamiento vertical del pilote o pila. En caso contrario únicamente se deberá tomar la capacidad de carga por punta.

### CAPACIDAD DE CARGA EN SUELOS ESTRATIFICADOS

Para llevar a cabo el cálculo de capacidad de carga de pilotes en suelos estratificados será necesario considerar lo siguiente:

- 1.- La rigidez relativa, la resistencia de las distintas capas penetradas por los pilotes y la forma en que se vería afectada la capacidad de carga.
- 2.- El estrato de suelo que se encuentra debajo de la punta del pilote o grupo de pilotes, que en un momento dado pudieran afectar los asentamientos y la estabilidad de la estructura.

Los pilotes que atraviesan estratos débiles y descansan en un estrato resistente se considera únicamente la capacidad de carga por punta. Sin embargo cuando atraviesan una capa de suelo blanda de cierto espesor y descansan en un estrato resistente, como pudiera ser arena, se considera la capacidad de carga por fricción y por punta únicamente del estrato resistente.

## MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA

### FRICCIÓN NEGATIVA EN PILOTES

Cuando se sitúa un cimiento a base de pilotes, en un suelo en proceso de consolidación, se producirá fricción negativa, disminuyéndose con esto la capacidad de carga. Este problema se presenta cuando el suelo sufre abatimiento debido a la extracción de agua, cuando soporta rellenos recientes, cuando otras estructuras sobrecargan la superficie o cuando ocurre preconsolidación de la capa de arcilla remodelada alrededor de los pilotes.

La fricción negativa disminuye la capacidad de carga en pilotes de punta, tal que aumenta la carga que este transmite al estrato de soporte, a la vez que disminuye el confinamiento del mismo.

En lugares donde se presentan asentamientos regionales es indispensable cimentar bajo las siguientes condiciones:

- 1.- Cuando el estrato resistente se encuentre a gran profundidad y no sea factible utilizar pilotes de control, se deberá cimentar con pilotes de fricción diseñados para seguir este tipo de asentamiento.
- 2.- Se puede cimentar a base de pilotes de punta capaces de soportar a la estructura, mas la fricción negativa inducida.

El criterio de Tomlinson, para calcular la fricción negativa en suelos cohesivos, es el siguiente:

$$T_n = \epsilon C_u$$

donde:

$\epsilon$  .- factor de adherencia

$C_u$ .- resistencia al corte (no drenada)

En suelos granulares el cálculo de fricción negativa se puede determinar de la siguiente forma:

$$F_n = \frac{1 - \sin^2 \phi}{1 + \sin^2 \phi} \tag{\phi} P_o$$

$P_o$  .- esfuerzo efectivo a la profundidad  $Z$

Para un pilote aislado, la fricción negativa se determina como sigue:

$$F_n = T_n A_s$$

$A_s$  .- Area del pilote en contacto con la arcilla en proceso de consolidación.

En un grupo de pilotes, la fuerza máxima  $F_n$ , que se ejerce sobre un pilote individual, esta limitada por el peso de la arcilla que se encuentra entre los pilotes de manera que:

$$F_n = T_n A_s < S_p^2 H \gamma$$

$S_p$  .- espaciamiento entre pilotes

$H$  .- espesor del estrato de arcilla

$\gamma$  .- peso volumétrico de la arcilla

#### DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA POR EL METODO DE PENETRACION ESTANDAR

Una vez que se han obtenido los resultados de la penetración estandar se puede determinar la carga última del pilote de la siguiente manera:

$$Q_u = 40 N A_p + 0.2 \bar{N} A_s$$

donde:

$Q_u$  .- carga última del pilote (ton)

$N$  .- numero de golpes promedio a la elevación de la punta del pilote, para que se introduzca 30 cm en el suelo.

$A_s$  .- área de la sección transversal en la punta ( $m^2$ )

$\bar{N}$ .- número de golpes promedio a lo largo del fuste, para que se introduzca 30 cm en el suelo.

$A_s$ .- área de la superficie lateral del fuste del pilote ( $m^2$ )

Este método es utilizado en pruebas preliminares o para obras pequeñas, por su margen de error, por lo que es recomendable se utilice un factor de seguridad igual a

$$q_u = \frac{Q_u}{4}$$

### CAPACIDAD DE CARGA SEGUN LA TEORIAS CONVENCIONALES

#### PILOTES < 15 o 20 DIAMETROS DE LONGITUD.

La capacidad de carga de un pilote que se encuentra en un suelo granular puede determinarse a partir de parámetros de resistencia al esfuerzo cortante y mediante las teorías de capacidad de carga para suelos granulares, anteriormente mencionadas. En dicho cálculo deben separarse la capacidad de carga por fricción ( $Q_f$ ) y la capacidad de carga por punta ( $Q_p$ ), como se indica en la siguiente expresión:

$$Q = Q_p + Q_f = q_p A_p + f_r A_s$$

donde:

$A_p$ .- área de contacto en la punta del pilote

$A_s$ .- superficie lateral del fuste

$q_p$ .- resistencia última por punta del pilote

$f_r$ .- resistencia última por fricción del pilote

En pilotes trabajando por punta se aplica la teoría de Meyerhof de la siguiente manera:

$$q_p = \gamma D_f N_q$$

Nq.- Factor de capacidad de carga para pilotes o pilas de sección cuadrada o circular. El valor obtenido debe ser reducido en un 30 % cuando la relación largo ancho sea mayor que 5 .

**Pilotes trabajando por fricción.**

Para efectuar el cálculo de capacidad de carga de un pilote trabajando por fricción, se supone al mismo como un cuerpo rígido deslizando dentro del suelo. Esto es:  

$$fr = Kr Po tag\gamma$$

donde:

Kr.- coeficiente de fricción lateral (valor promedio del coeficiente de empuje de tierras a lo largo del fuste).

tag\gamma.-coeficiente de fricción entre el material del pilote y la arena.

Estos valores estan dados en función de la compacidad de la arena. En la siguiente tabla se encuentran los valores de "Ks" y "γ", propuestos por Brons, para pilotes hincados a golpes. (Toman en cuenta la compacidad inducida durante el hincado).

material	Ks		γ
	arena suelta	arena densa	
del pilote			
concreto	1.0	2.0	3/4 ø
acero	0.5	1.0	20°

**PILOTES HINCADOS A PROFUNDIDADES MAYORES DE 20 DIAMETROS DEL PILOTE**

Pruebas a escala natural de capacidad de carga en pilotes hincados a presión, han demostrado que a una cierta profundidad (profundidad crítica), los valores de capacidad de carga por punta o por fricción se vuelven constantes. La profundidad crítica según Meyerhof se encuentra en función del ángulo de fricción interna del suelo, como se muestra en la fig. 44.

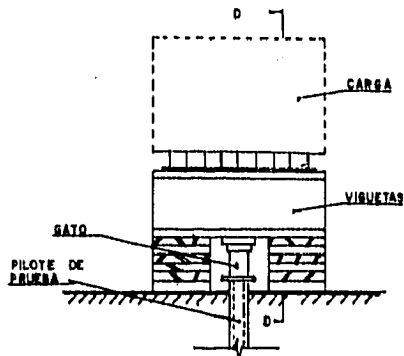


FIG.44

La capacidad de carga en pilotes trabajando por punta y por fricción a la profundidad crítica se puede calcular con las siguientes expresiones:

para  $L_p < D_c \implies Q_u = q_p \cdot \frac{B^2}{4} + f_s/2 \cdot \frac{1}{2} B L_p$

donde  $q_p$  y  $f_s$ , se calculan a la profundidad  $L_p$ .

para  $L_p > D_c \implies Q_u = q_p \frac{B^2}{4} + \frac{f_s}{2} \frac{1}{2} B D_c + f_s B (L_p - D_c)$

donde  $L_p$ .- longitud de penetración del pilote

#### CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES DE FRICCIÓN EN SUELOS FRICCIÓNANTES $C=0$ , $\phi \neq 0$

Cuando un pilote es hincado sobre arena muy densa se produce un rechazo a poca profundidad mientras que en arenas muy sueltas, puede ser hincado a gran profundidad sin alcanzar un estrato resistente.

La fricción que se produce en el fuste de un pilote cilíndrico o prismático, hincado en arena muy densa, es mayor de un medio de la capacidad de carga  $Q_d$  del pilote, sin embargo la resistencia a la extracción es menor de un medio de  $Q_d$ . La capacidad de carga se calcula con la siguiente expresión:



$$Q_t = Q_f$$

$$Q_f = f_r A_l$$

$$f_r = [ K_s \delta L \tan f ] A_l$$

donde:

$Q_f$  .- capacidad de carga por fricción

$K_s$  .- coeficiente de fricción del suelo (igual a 0.6 para arenas muy compactas y 0.4 para arenas muy sueltas)

$\delta$  .- peso volumétrico del material

$L$  .- longitud del pilote enbebida en el estrato.

$f$  .- coeficiente de fricción entre el pilote y el suelo, se considera igual a  $2/3 \phi$

$A_l$  .- área lateral del pilote.

En todos los casos deberán de tomarse en consideración factores de seguridad y factores de carga, para obtener resultados adecuados a cada proyecto en particular.

#### CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES DE FRICCIÓN POR ADHERENCIA EN SUELOS COHESIVOS $c > 0$ , $\phi = 0$

El cálculo se realiza una vez conocidos los valores que integran la siguiente expresión.

$$Q_t = Q_f$$

$$Q_f = f_r A_l$$

$$f_r = C_a$$

$$Q_f = C_a A_l$$

donde:

$Q_f$  .- capacidad de carga por fricción

$Ca$  .- adherencia entre pilote y suelo

$A_l$  .- área lateral del pilote

En la expresión anterior, el valor de  $Ca$  depende del tipo de material con que se elaboró el pilote y de la consistencia de la arcilla, este valor se puede obtener de la siguiente tabla, propuesta por Tomilmson:

MATERIAL DEL PILOTE	CONSISTENCIA DE LA ARCILLA	COHESION C (Ton/m <sup>2</sup> )	ADHERENCIA Ca (Ton/m <sup>2</sup> )
CONCRETO Y MADERA	BLANDA	0 ---- 4	0 ---- 3.5
	FIRME	4 ---- 8	3.5 ---- 4.5
	DURA	8 ---- 15	4.5 ---- 7.0
ACERO	BLANDA	0 ---- 4	0 ---- 3
	FIRME	4 ---- 8	3 ---- 4
	DURA	8 ---- 15	?

#### CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES DE PUNTA EN SUELOS QUE PRESENTAN COHESIÓN Y FRICCIÓN

El cálculo de capacidad de carga de pilotes de punta, en suelos cohesivos-friccionantes se realiza de la siguiente manera:

Condición:

$$c \neq 0$$

$$\phi \neq 0$$

Cálculo:

$$Q_t = Q_p$$

$$Q_p = q_c A_s$$

$$q_c = C N_c + \frac{1}{2} D_f N_q$$

$$Q_p = (C N_c + \frac{1}{2} D_f N_q) A_s$$

donde:

$Q_t$  .- capacidad de carga local

$Q_p$  .- capacidad de carga por punta

$N_c$  y  $N_q$  .- factores de capacidad de carga (grafica de Terzaghi)

Cuando se piensa utilizar pilotes de punta, para dar soporte a una edificación, deberán tomarse en cuenta los asentamientos regionales, para evitar que las edificaciones piloteadas se hundan menos que el área circundante. Cuando esto sucede, se presentan perturbaciones serias a los inmuebles vecinos, si estos se encuentran desplazados superficialmente.

#### CAPACIDAD DE CARGA EN PILOTES DE FRICCIÓN EN SUELOS QUE PRESENTAN COHESION Y FRICCIÓN

Condición:

$$c \neq 0 \\ \phi \neq 0$$

Cálculo:

$$Q_t = Q_f$$

$$Q_f = (F_r \text{ suelo cohesivo} + f_r \text{ suelo friccionante}) A_l$$

$$F_r + f_r = c_a + K_s \cdot L \cdot \tan f$$

$$Q_f = (c_a + K_s \cdot L \cdot \tan f) A_l$$

donde:

$c_a$  .- adherencia entre pilote y suelo, su valor puede ser obtenido de la tabla propuesta por Tomlinson.

$K_s$  .- coeficiente de fricción del suelo (igual a 0.6 para arenas muy compactas y 0.4 para arenas muy sueltas).

$f$  .- coeficiente de fricción entre pilote y suelo =  $2/3 \phi$

## TEORIA DE ZEEVAERT

Zeevaert propuso una solución para la solución de capacidad de carga en pilotes de punta, situados sobre un suelo que presenta cohesión y fricción. El cálculo se realiza de la siguiente forma:

Condiciones:

- 1.- Se debe aplicar a pilotes de punta
- 2.- En suelos cohesivos-friccionantes (CVO, ØVØ).

Solución:

donde: 
$$Q_p = f A [C N_c + P_d N_q] (r + 0.1)$$

f .- Coeficiente igual a 1.2 para un cimiento cuadrado o circular y 0.1 para un cimiento continuo.

A .- Area de la sección transversal del pilote

C .- Cohesión

Pd.- presión efectiva a nivel de desplante del pilote

Cr.- Compacidad relativa (suelo denso 0.9, suelo medianamente denso 0.6 y suelo suelto 0.3)

Nq, Nc.- Factores de capacidad de carga obtenidos a partir del ángulo de fricción interna del suelo y haciendo uso de la tabla propuesta por Zeevaert.

Este método se recomienda cuando los pilotes se encuentran empotrados en un estrato resistente.

Los hundimientos que presentan las estructuras en el suelo, son inevitables. Lo preocupante de dichos asentamientos es la forma en que estos se presentarán al paso del tiempo, así como las consecuencias que conlleva traerán. Deberá hacerse un estudio de los asentamientos en particular de cada estructura, así como también de los asentamientos regionales, para de esta forma realizar un cálculo adecuado del tipo de cimentación con el cual se eviten los asentamientos diferenciales y las afectaciones a construcciones vecinas.

## CAPITULO IV

### CIMENTACIONES COMPENSADAS

La compensación en una cimentación, es la sustitución de peso producido de una excavación, por el peso de una estructura cimentada sobre cajones desplantados a varios metros de profundidad, lo cual reduce o anula la magnitud de los incrementos de esfuerzos inducidos en el subsuelo, de manera que el mismo no se entere de dicha sustitución evitando con esto una deformación vertical o diferencial.

Este tipo de cimentación es utilizado frecuentemente en suelos arcillosos, los cuales al presentar poca resistencia a los esfuerzos que se le presentan, limitan de alguna manera el uso de algún otro tipo de cimentación.

En los edificios, la influencia del hundimiento regional se manifiesta en forma muy distinta, según sea el tipo de cimentación adoptado para sustentarlos. Las construcciones poco pesadas y las cimentadas por el sistema de compensación no son generalmente afectadas por el fenómeno, por tener libertad de moverse juntamente con la superficie del terreno.

El principal problema que presenta hacer uso de este tipo de cimentación, radica esencialmente en el proceso de excavación, donde de no realizarse con un procedimiento bien planeado, pueden presentarse expansiones en el fondo y en las paredes de la excavación. Dichas expansiones no son deseables en el proceso de construcción, ya que se traducen en asentamientos al cargar el suelo con la estructura.

El cajón de cimentación deberá ser impermeabilizado con el fin de evitar las infiltraciones de agua dentro del mismo, lo cual sería causa de fallas reducidas en asentamientos.

En edificaciones de altura y esbeltas deberá evitarse el uso de este tipo de cimentación, especialmente si existe excentricidad en las cargas, ya que de utilizarse este tipo de cimentación, la edificación estará sujeta a altos momentos de volteo, los cuales se incrementan con la presencia de movimientos horizontales (sismos).

Para realizar el diseño de una cimentación compensada deberán de seguirse en forma estricta, los siguientes pasos:

- 1.- **Geometría y cargas en torno .-** Para el diseño de cimentación deberán proyectarse secciones regulares, simétricas, en las cuales el resultante de las cargas que transmitirá la estructura deberá coincidir con el centro del área del cajón de cimentación con el fin de que la distribución de esfuerzos sea uniforme. Deberán identificarse las combinaciones de cargas a las que estará sometida la cimentación, producto de: peso propio de la estructura y de la cimentación, las cargas vivas a las que estará sometida (de acuerdo al uso que se le vaya a dar), cargas accidentales (vientos, sismos, etc) y cargas vecinas, que pudieran afectar el diseño.
  
- 2.- **Exploración del subsuelo .-** La exploración nos proporciona la estratigrafía y propiedades del subsuelo, del área donde se pretende construir, mediante pruebas de laboratorio. Dichas pruebas nos permiten determinar las condiciones del contenido de agua, análisis granulométrico, densidad de sólidos, límites de consistencia, pesos volumétricos que son esenciales para determinar en el caso de utilizar un cimiento de tipo compensado el volumen de material a sustituir, resistencia al esfuerzo cortante, compresibilidad de los suelos atravesados, etc..
  
- 3.- **Diseño tentativo .-** Se deberán analizar los diferentes tipos de cimientos, con los cuales pudiera ser desplantada la edificación y de esta manera determinar el que presente las mejores condiciones de seguridad, funcionalidad y economía.

Con la información de campo y laboratorio, se procede al análisis e interpretación estratigráfica del subsuelo, obteniendo los datos requeridos para el análisis de la cimentación, definiendo su tipo, profundidad de desplante, capacidad de carga y procedimiento constructivo a seguir, así como el cálculo de los asentamientos probables y el tiempo en el cual se presentarán.

- 4.- **Análisis estático y dinámico .-** Deberán identificarse las combinaciones de cargas a las que estará sometida la cimentación, producto de: peso propio de la estructura y de la cimentación, las cargas vivas a las que estará sometida (de acuerdo al uso que se le vaya a dar) y cargas vecinas que pudieran afectar el comportamiento esperado. En el análisis dinámico deberán ser tomadas todas las cargas posibles a las que estará sujeta la edificación, así como las cargas accidentales (vientos, sismos, etc), para determinar si el tipo y geometría del cimiento propuesto es el más adecuado, haciendo caso al inciso anterior (3).
- 5.- **Verificación de la seguridad, estado límite de servicio y estado límite de falla.** Se recomienda utilizar el procedimiento que señala el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal así como sus normas complementarias.
- 6.- **Diseño final.**
- 7.- **Observación.**

Las cimentaciones compensadas se pueden dividir en tres tipos:

- 1.- **Cimentaciones parcialmente compensadas.**
- 2.- **Cimentaciones totalmente compensadas.**
- 3.- **Cimentaciones sobre compensadas.**

#### **IV.1 CIMENTACIONES PARCIALMENTE COMPENSADAS**

Las cimentaciones parcialmente compensadas son aquellas en las cuales se realiza una excavación de tal modo que el peso de suelo que se extrae es menor al peso de la estructura que sustituirá el peso de suelo extraído. Las presiones que ejerce el peso de la estructura que queda sin compensar, se les debe efectuar un cálculo cuidadoso de distribución de esfuerzos así como de asentamientos.

Este tipo de cimentación se puede utilizar cuando se desea desplazar una estructura sobre arcillas preconsolidadas, siempre y cuando las cargas no compensadas, no afecten la rama virgen de la curva de compresibilidad y quede dentro de la rama de recompresión.

L. Zeevaert proporciona una recomendación, para evitar los asentamientos que se pudieran presentar, debidos al exceso de presión, producto de la carga del suelo no compensado.

$$\Delta P < 1/2 (P_c - P_o)$$

donde:

$\Delta P$  .-Incremento de presión en la cimentación sobre la presión previamente existente

$P_c$  .-carga de preconsolidación.

$P_o$  .-presión efectiva en el suelo, por peso propio.

En suelos muy blandos, donde la compensación no sea suficiente para soportar las cargas inducidas al subsuelo, puede recurrirse a pilotes de fricción, los cuales trabajan como complemento de un sistema, a base de cajones de cimentación. Esta combinación resulta económica, la cual evita problemas de volteo, fricción negativa y problemas de emersión ( ver fig 45). La ecuación que permite conocer el equilibrio al que deberá someterse dicho procedimiento es la siguiente:

$$W = QL + FP - FN + Cp + U$$

donde:

$W$  .- El peso de la construcción

$QL$  .- Fuerza debida a la presión de contacto efectiva, entre la losa del cajón y el suelo (la fricción negativa actuando sobre la subestructura, puede despreciarse tomando en consideración que la parte superior del estrato se encuentra poco afectada por la consolidación regional).

$FN$  .- Fricción negativa sobre la subestructura y la parte superior de los pilotes.

$FP$  .- Fricción positiva

$Cp$  .- Capacidad de carga por punta de los los pilotes.

$U$  .- Subpresión actuante sobre la subestructurara (en su caso).



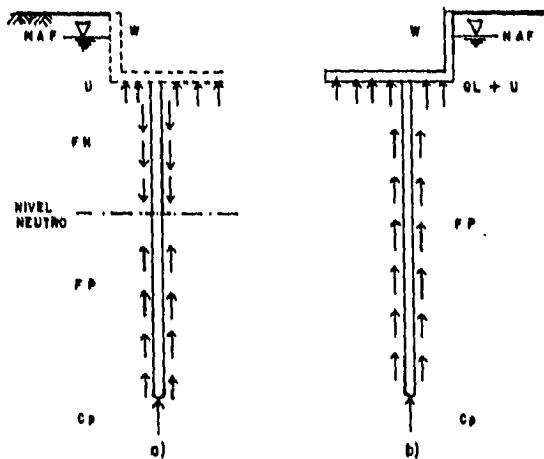


FIG. 45

## IV.2 CIMENTACIONES TOTALMENTE COMPENSADAS

Las cimentaciones totalmente compensadas son aquellas en las cuales se realiza una excavación de tal modo que el peso de suelo que se extrae es igual al peso de la estructura que sustituirá el peso de suelo extraído.

Este tipo de cimentación se utiliza cuando la capacidad de carga del suelo no es suficiente para mantener la verticalidad de la estructura utilizando un cimiento superficial. Este método de cimentación es el que presenta mejores condiciones de trabajo, en cuanto a distribución de esfuerzos se refiere, además de que no se ve afectado por los asentamientos regionales, ya que trabajan en conjunto suelo-estructura.

## IV.3 CIMENTACIONES SOBRECENSADAS

Las cimentaciones sobrecompensadas son aquellas en las cuales se realiza una excavación de tal modo que al peso de suelo que se extrae es mayor al peso de la estructura que sustituirá el peso de suelo extraído.

En este método de cimentación deberá realizarse un estricto cálculo de expansiones que se pudieran presentar, para tomar las medidas pertinentes para el diseño y proceso constructivo de la obra que se vaya a realizar. Lo anterior con el fin de evitar las deformaciones posteriores que pudieran dañar la estructura o las instalaciones en el mejor de los casos.

proceso constructivo de la obra que se vaya a realizar. Lo anterior con el fin de evitar las deformaciones posteriores que pudieran dañar la estructura o las instalaciones en el mejor de los casos.

En los tres métodos de compensación antes mencionados deberá serclorarse de que no exista debajo del cimiento un estrato compresible, donde pudieran llegar esfuerzos, que pudieran sobrepasar su carga de preconsolidación. El cálculo de los esfuerzos transmitidos se puede realizar por medio de las fórmulas de Boussinesq.

### **DISEÑO DE CIMENTACIONES COMPENSADAS.**

Para el siguiente diseño de cimentaciones compensadas a base de cajones de cimentación, se contempla su estabilidad en condiciones estáticas y sísmicas, la excentricidad de las cargas se limita al 1 % de la longitud del lado en estudio del cajón, admitiéndose valores mayores solo en el caso en que la concentración de esfuerzos inducidos sean incluidos en la revisión por capacidad de carga y en el cálculo de asentamientos.

La revisión por capacidad de carga se realizará cuando exista una sobre carga en el terreno, como es el caso de una compensación parcial; y en el diseño sísmico.

### **PROCEDIMIENTO GEOTECNICO Y REVISION DEL DISEÑO DE CIMENTACIONES COMPENSADAS**

La siguiente revisión de cimentaciones compensadas se realiza considerando cajón y losa de cimentación, en condiciones estáticas y sísmicas. Cuando exista excentricidad de carga, esta se debe limitar al 1 % de la longitud correspondiente del cajón, se podrán admitir valores mayores solo en los casos en que la concentración de esfuerzos inducidos se incluyan en la revisión de capacidad de carga y en el cálculo de asentamientos.

La revisión de capacidad de carga se efectúa cuando se va a utilizar como soporte un cimiento de tipo parcialmente compensado y en el diseño en condiciones sísmicas, esto debido a que se transmiten sobrecargas netas al terreno.

Dependiendo de las condiciones de trabajo de la cimentación, comparando la presión total transmitida en forma permanente por las estructura (W), con el esfuerzo total inicial al nivel de desplante (Pd), se pueden distinguir los siguientes tipos de cimentaciones compensadas:

- |    |                                     |          |
|----|-------------------------------------|----------|
| a) | Cimentación parcialmente compensada | $W > Pd$ |
| b) | Cimentación compensadas             | $W = Pd$ |
| c) | cimentación sobre compensadas       | $W < Pd$ |

El valor de la presión total transmitida por la estructura ( $W$ ) se obtienen de la relación :

$$W = \frac{W_e}{A}$$

donde :

$W_e$  son la acciones permanentes más las acciones variables con intensidad media y  $A$  el área de la cimentación.

En el caso en que el nivel de aguas freáticas (N.A.F.) se encuentre por encima del nivel de despiante, deberá considerarse el peso del agua en las cargas permanentes, medido desde el nivel de despiante del cajón hasta el N.A.F., con el fin de garantizar, que el cajón de cimentación se mantenga vertical sin deformaciones en caso de una eventual inundación, durante su vida útil.

El esfuerzo total inicial al nivel de despiante ( $Pd$ ), se obtiene del producto del peso volumétrico total del suelo ( $\gamma$ ) y la profundidad de despiante ( $Df$ ). En caso de que en el terreno donde se vaya a cimentar una estructura, existan estratos heterogéneos, deberán considerarse los pesos volumétricos de cada uno de los estratos, desde la superficie hasta la profundidad de despiante.

#### **EXCENTRICIDAD DE CARGAS.**

En el diseño se procurará que la resultante de las cargas inducidas coincidan con el centroide del área del cajón, de tal forma que la excentricidad máxima no exceda de 1% de la longitud del lado en que esta se presente. Cuando se rebasa la excentricidad máxima, se presenta una sobrecarga adicional por efecto del momento estático inducido (fig.46), lo cual implica que dicho efecto debe ser considerado en cálculo de la capacidad de carga y de los asentamientos en condiciones estáticas de la siguiente forma:

$$\Delta W_e = \frac{M_e}{I} x$$

$$M_e = W_e \cdot e$$

Donde:

- $\Delta W_e$ .- Concentración adicional de esfuerzos
- $M_e$ .- Momento elástico
- $I$ .- Momento de inercia del cajón en la dirección en que se presente la excentricidad de cargas.
- $x$ .- Distancia del centroide del área de cimentación a la orilla considerada
- $W_e$ .- Resultante de cargas permanentes de la estructura
- $e$ .- Excentricidad de la resultante  $W_e$  respecto al centroide del área de cimentación

En condiciones estáticas se considerará el incremento no uniforme de esfuerzos, para evitar que la estructura tienda a inclinarse durante el tiempo en que ocurra el proceso de consolidación.

Por lo tanto la presión neta transmitida al suelo será:

$$W_n = W + \Delta W_e - Pd$$

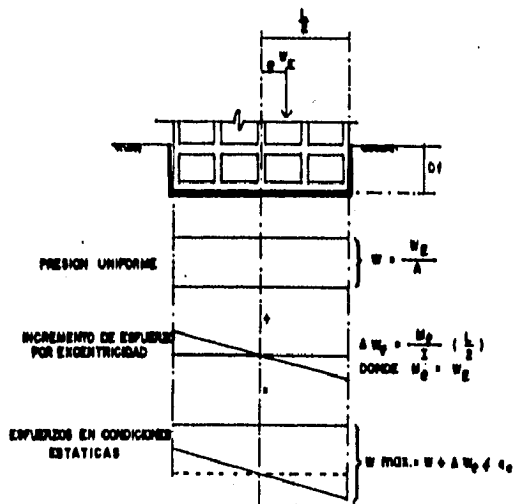


FIG.46. Efecto de la excentricidad de cargas.

La revisión por capacidad de carga se realiza a las cimentaciones parcialmente compensadas, en las cuales se debe comprobar que la presión neta transmitida ( $W_n$ ) sea menor que la capacidad de carga admisible:

$$W_n \leq q_a$$

$$q_a = \frac{q_u}{F D_c}$$

$$q_u = C N_{cs}$$

$$N_{cs} = 5.14 \left( 1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right), \text{ para } \frac{D_f}{B} \leq \frac{2B}{L} \leq 1$$

Para valores  $D_f/B$  y  $B/L$  mayores se tomarán los valores 2 y 1 respectivamente.

La flotación es un problema que comunmente se presenta en las cimentaciones sobrecompensadas, debido a la recuperación del nivel freático o por la pérdida de fricción en las paredes del cajón después de presentarse un sismo, para lo cual deberá realizarse una revisión con el fin de evitar el fenómeno de flotación como se indica a continuación:

$$\frac{W}{(D_f - h_w) \gamma_w} > 1.2$$

$h_w$  .- Nivel freático medido desde la superficie del terreno.

$\gamma_w$  .- Peso volumétrico del agua.

#### Expansiones.

En cimentaciones sobrecompensadas, desplantadas en suelos arcillosos, se deberán revisar las expansiones que presentará el suelo a largo plazo, debidas a la absorción de agua. Para evaluar las expansiones que se presentan en arcillas es necesario conocer el módulo medio de expansión volumétrica (mev). Dicho módulo se obtiene en laboratorio con la prueba odométrica. El cálculo de expansión se obtiene por medio de la siguiente expresión obtenida a partir de la teoría de elasticidad considerando  $\mu = 0.5$ :

$$S_{lp} = m_{ev} P_d B F_f F_p$$

$S_{lp}$  .- Expansión a largo plazo

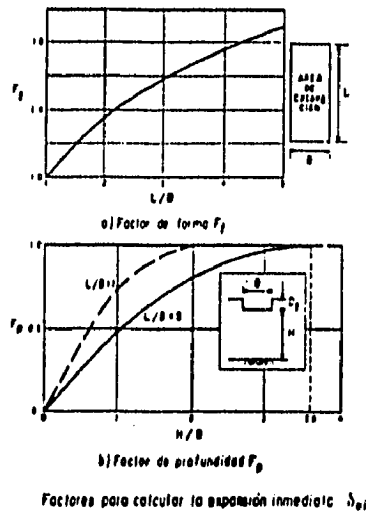
$m_{ev}$  .- Módulo medio de expansión volumétrica

$P_d$  .- Presión total al nivel del fondo antes de excavar

$B$  .- Ancho de la excavación

$\mu$  .- Relación de Poisson

$F_f, F_p$  .- Factores de forma y de profundidad, obtenidos de la siguiente gráfica.



Las expansiones inducidas por la excavación se presenta en forma inmediata, debido a la descarga del terreno permitiendo que el suelo sufra una recuperación de volumen. Dicha expansiones pueden ser calculadas de igual forma que las expansiones a largo plazo sustituyendo  $m_{ev}$  por el módulo de expansión elástica medio ( $m_{ue}$ ).

$$S_{ei} = m_{ue} P_d B F_f F_p$$

**Sei** .- Expansión Inducida por la excavación

**mue** .- Módulo de expansión elástica medio de los estratos de arcilla expandibles bajo el fondo de la excavación

Se deberá verificar que el movimiento vertical causado por las expansiones tanto la inicial como la diferida sean aproximadamente iguales y no excedan de 20 cm.

#### Estado Límite de Servicio

Las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcciónes en el Distrito Federal restringen los asentamientos de la siguiente manera:

- En construcciones aisladas                    30 cm
- En construcciones colindantes                15 cm
- La emersión máxima se limita a                30 cm

Para cualquier caso se considerará el efecto de la velocidad de deformación.

Los asentamientos instantáneos podrán ser evaluados por medio de la teoría elástica a partir de pruebas directas. Los asentamientos diferidos se calcularán de la siguiente manera:

$$\Delta H = \frac{(\Delta e)}{1 + e_0} H$$

donde:

$\Delta H$ .- Asentamiento de un estrato de espesor H

$e_0$ .- relación de vacíos inicial

**Δe.-** Variación de la relación de vacíos bajo el incremento de carga vertical  $\Delta p$ .

**H.-** Espesor de estratos elementales en los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

Dicho cálculo será aplicado para diferentes puntos dentro y fuera del área cargada, con la finalidad de predecir los asentamientos diferenciales del cimiento y los inducidos a construcciones vecinas.

Cuando el cimiento se localice en una zona arcillosa, no deberá existir una sobrecompensación mayor de 1.5 Ton/m<sup>2</sup>, a menos que se compruebe que dicha sobrecompensación no afectará las construcciones vecinas.

#### **Estado Límite de Falla en Condiciones Estáticas.**

La revisión de cimentaciones desplantadas sobre terrenos arcillosos senciblemente homogéneos se efectúa comprobando la siguiente desigualdad:

$$\sum Q F_c / A \leq P_v + R$$

donde:

$\sum Q F_c$ .- Suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga (mínimo de 1.1).

**A** .- Área de la cimentación (m<sup>2</sup>)

**P<sub>v</sub>** .- Presión vertical total actuante a la profundidad de desplante (ton/m<sup>2</sup>)

**R** .- Capacidad de carga del cajón que multiplicada por un factor de resistencia  $F_r=0.7$ .



Cuando se presenta excentricidad de cargas, existe un incremento de carga. Dicho incremento de carga puede ser equilibrado si se reduce el área de contacto de la siguiente manera:

$$B^* = B - 2e$$

donde  $B^*$  es el ancho efectivo.

Así mismo se deberá revisar el movimiento por flotación de la estructura adoptando una posición conservadora del N.A.F. como se mencionó anteriormente.

#### REVISION SISMICA DE LAS CIMENTACIONES COMPENSADAS

En la revisión sísmica de las cimentaciones compensadas se consideran únicamente las compresiones que la estructura transmite al suelo, dejando a un lado las tensiones debido a que el suelo bajo los cajones de cimentación es incapaz de soportar tensiones.

En el cálculo de las cargas por sismo se considera el 100% de su intensidad en la dirección más desfavorable y un 30% en las más favoreble, sin factores de carga, como se puede observar en la figura 47.

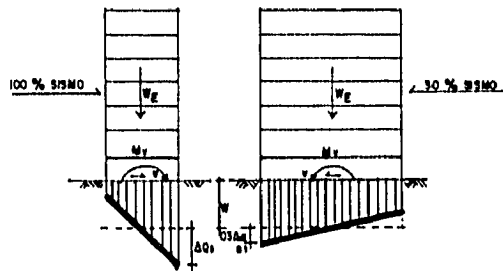


FIG. 47 Solicitaciones en condiciones sísmicas.

El cálculo del incremento de esfuerzo sísmico se realiza de la siguiente manera:

$$\Delta q_s = M_v \begin{bmatrix} x_i + 0.3 y_i \\ y_i & x_i \end{bmatrix}$$

donde:

$\Delta q_s$ .- Incremento de esfuerzo por sismo

$M_v$ .- Momento de volteo (ver anexo 1). En caso de excentricidad se se incluirá el momento correspondiente a condiciones estáticas.

$x_i, y_i$ .- Momento de Inercia del cajón en las direcciones larga y corta respectivamente

$x_i, y_i$ .- Distancia a la esquina en revisión medida respecto al centro de de la cimentación, en las direcciones corta y larga respectivamente

#### ESFUERZO LIMITE EN LA ORILLA

La estabilidad de la estructura en condiciones sísmicas se revisa de la siguiente manera:

$$W_n + \Delta q_s < q_i$$

$$q_i = 2 C_o (N_{ed})^{1/2} + K_o N_{ed} \sigma_{ed}$$

$$C_o = 3/4 C_d$$

$$N_{ed} = \frac{\tan^2 (45 + \phi_d)}{2}$$

donde:

$W_n$ .- Presión neta no compensada

$\Delta q_s$ .- Incremento de esfuerzo por sismo en la esquina.

$q_i$ .- Esfuerzo límite.

$C_d$ .- Cohesión en ensayo triaxial consolidado no drenado.

$\phi_d$ .- Angulo de fricción en ensayo triaxial consolidado no drenado

$K_o$ .- Coeficiente de empuje de tierras en reposo.

$\sigma_{ed}$ .- Esfuerzo efectivo a nivel de desplante.

Quando a una determinada profundida la desigualdad no se cumpla del todo, podrá recurrirse a profundizar más la cimentación para disminuir la presión neta, o en su caso si existe área de terreno disponible, podrá ampliarse la superficie de contacto disminuyendo con esto el incremento sísmico.

### Tensiones Inducidas por Sismo.

Como se mencionó anteriormente los cajones de cimentación no son capaces de soportar tensiones, por lo que es necesario verificar que las tensiones por sismo que se transmiten en las esquinas sean menores que la presión total estática, lo cual se realiza de la siguiente manera:

$$\Delta q_e < W - \Delta W_e$$

donde:

$\Delta q_e$ .- Incremento de esfuerzo por sismo

$\Delta W_e$ .- Decremento de carga por excentricidad de cargas estáticas.

De no cumplirse esta condición se optará por una cimentación profunda a base de pilotes.

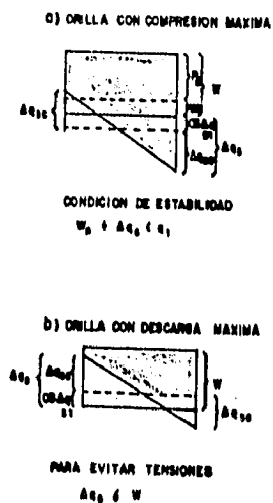


FIG. 48

### **Cortante Inducido por Sismo.**

Con el fin de evitar asentamientos diferenciales, se verificará que la fuerza cortante sísmica (V), sea menor o igual a la fuerza de fricción producida en la losa de cimentación y en las paredes del cajón. Esto es:

$$V \leq \frac{R_n + R_w}{F_{dv}}$$

donde:

**F<sub>dv</sub>**.- Factor de dimensionamiento (mínimo de 1.5).

**R<sub>n</sub>**.- Fricción en el área de contacto de la losa.

**R<sub>w</sub>**.- Fricción en el área de contacto de las paredes del cajón.

### **Distorsión Angular**

La distorsión angular es la forma en que se comporta una estructura, durante el tiempo que dura un sismo y cuando se presenta un asentamiento de tipo diferencial. La revisión por distorsión angular, se realiza con la finalidad de asegurar que una estructura no dañe construcciones colindantes, o bien genere sensación de inseguridad de los ocupantes de la misma. Dicha revisión se realiza de la siguiente manera:

$$\theta \text{ e } \theta_{\text{máx}} = \frac{3}{4} \frac{M_v}{(0.5 B)^2 L E}$$

donde:

**M<sub>v</sub>**.- Momento de volteo

**B, L**.- Ancho y largo del cajón.

**E**.- Módulo de rigidez representativo del suelo en condiciones dinámicas.

### Estado Límite de Falla en Condiciones Sísmicas.

De igual forma que en condiciones estáticas, se verificará la desigualdad de la presente ecuación, considerando una área reducida por excentricidad y factores de reducción debidos a la fuerza de inercia en la masa de suelo (ver figura 49).

$$EQ \quad Ar \leq Pv + qu Fr \left[ 1 - \frac{0.195 K r b}{Sud} \frac{Fc}{Fr} \right]$$

$$b = \min [br, 1.2 H, 20 \text{ m}]$$

donde:

**Ar.-** Área reducida de la cimentación.

**K.-** Aceleración igual a un cuarto del coeficiente de diseño sísmico.

**γ.-** Peso volumétrico total.

**Sud.-** Resistencia no drenada dinámica (1.2 a 1.4 de la resistencia estática c).

**br.-** Ancho o largo reducido en la dirección que actúa el sismo  $br = B - 2e$

$$e = \frac{Mv}{E Q}$$

**H.-** Distancia entre el nivel de desplante y la capa dura que limita el estrato.

**Fr, Fc.-** Factores de carga y resistencia, respectivamente ( $Fc=1.1$ ;  $Fr = 0.6$ )

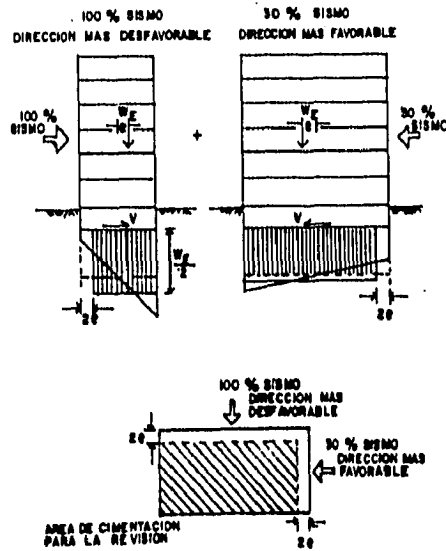


FIG.48. Condiciones para la revisión sísmica.

## IV.5 PROCESO CONSTRUCTIVO.

### EXCAVACION Y PROBLEMAS DE EXCAVACION

Para toda edificación es indispensable efectuar excavaciones donde se albergará el cimiento cualquiera que sea su tipo. Las excavaciones se pueden dividir en dos tipos: superficiales, cuando la profundidad es menor de 5 m. y profundas, cuando su profundidad sea mayor, de las cuales la que representa mayor problema es la excavación profunda.

Las excavaciones poco profundas pueden realizarse sin ningún tipo de contención en las paredes del suelo, si existe espacio para construir taludes que eviten los derrumbes. Se ejecutan con sistemas más o menos normalizados y no requieren del cálculo alguno con respecto al empuje.

Cuando una excavación se lleva más allá de los 5 m. de profundidad, se requiere de estudios y cálculos del comportamiento del suelo, de acuerdo a los resultados se

determina el tipo de entibamiento y apuntalamiento que deberá realizarse durante el periodo de excavación.

Para llevar a cabo una excavación, donde se desplantará una cimentación compensada, que resulte satisfactoria en cuanto a seguridad y economía, es necesario tener planeadas de antemano:

- Las etapas de ejecución según el área de trabajo.
- El abatimiento del nivel freático y bombeo de las infiltraciones.
- La estabilidad de las paredes y del fondo.
- La expansión en suelos blandos y posibilidades de tubificación.
- La extracción del material, circulación de acceso y salida.
- La ubicación de las obras inducidas.
- La transportación del material sobrante, calculando de antemano el volumen de la excavación, agregando el porcentaje de abudamiento.

Deberán tomarse todas las precauciones necesarias, cuando se realice una excavación cercana a una edificación, para evitar las fallas estructurales que se le pudieran presentar, tanto en la cimentación como en la superestructura.

Cuando la excavación de proyecto, en terrenos suaves, sea mayor que la profundidad de desplante de las edificaciones vecinas, deberá excavar por zonas pequeñas y con protección de ademes.

Existen diferentes tipos de protección para la estabilidad de las paredes de la excavación, estos tipos varían de acuerdo a la magnitud de la obra, al tipo de material que compone el suelo, a las condiciones climáticas y a la profundidad a la cual se llevará la excavación, de los cuales se pueden mencionar el ángulo de reposo, ademes, muros de retención, apuntalamientos, ataguías y troqueles entre otros.

Las excavaciones mayores de 2.5 m. de profundidad deberán realizarse con métodos, de tal modo que no afecten las vialidades, edificaciones vecinas y servicios públicos. Cuando a esta profundidad de excavación, los cálculos de expansión del fondo resulten mayores de 0.12 m., se tendrá que separar la zona excavada 2.5 m. de los linderos del predio, tomando las precauciones de estabilidad de los taludes.

Las expansiones del fondo de la excavación pueden evitarse construyendo taludea con la inclinación del ángulo de reposo, y ocupando de forma inmediata el fondo con el cemento, además de mantener el nivel freático muy inferior al de la excavación.

Con el fin de evitar expansiones excesivas, es conveniente ir haciendo la excavación por secciones, al mismo tiempo que se deberán ir colando las paredes laterales del cajón de cimentación. De esta manera, se tiene una primera etapa. La segunda etapa contempla la excavación de los núcleos del cajón, al mismo tiempo que se van colando las trabes y losas, para que de esta manera quede prácticamente terminada la parte estructural de la cimentación. En las etapas de excavación deberá mantenerse el bombeo dentro del área excavada, por necesidades constructivas. Dicho bombeo traerá consigo movimientos de las construcciones vecinas, por la creación de un flujo de agua, por lo que deberá reducirse a un mínimo el tiempo de bombeo. Por tal motivo es recomendable inundar el cajón de cimentación, una vez terminado y proseguir con la superestructura hasta alcanzar el peso suficiente para anular el efecto de la subpresión (expansión). Posteriormente se procede a la extracción del agua del cajón e inmediatamente después a la impermeabilización de la misma, la cual es de suma importancia, para evitarle sobrecargas al terreno.

En algunos casos de excavaciones en suelos muy duros, será necesario el uso de explosivos, ya sea pólvora negra para suelos de roca floja y tepetate, o dinamita a base de cartuchos para terrenos de mayor consistencia.

En el uso de explosivos debe tenerse la precaución de no ocasionar daños a los servicios públicos, construcciones vecinas ni a los medios de comunicación. Cuando pudiera existir alguno de los problemas antes mencionados será necesario realizar la excavación con medios mecánicos.

### **ABATIMIENTO DEL NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS**

En las obras de ingeniería en ocasiones es deseable y a veces imprescindible llevar a cabo el abatimiento del agua intersticial del terreno o por lo menos reducir su presión. En algunas ocasiones como medida provisional, como es el caso de las excavaciones realizadas bajo el nivel de aguas freáticas, para permitir la construcción de un sótano en un edificio, y a veces como medida permanente para proteger una estructura como es el caso de el drenaje de una presa.

Existen diferentes formas de realizar el abatimiento del nivel de aguas freáticas, las cuales dependen del tipo de obra que se vaya a realizar, entre las cuales se tienen:

- a).- drenes verticales, como se usa en terraplenes.
- b).- drenes horizontales, para drenar taludes.
- c).- zanjas a lo largo de una carretera.
- d).- pozos-dren, para una excavación.



El abatimiento del nivel de aguas freáticas, es un método con el cual se resuelve el problema que el agua representa en las excavaciones. El método consiste en cavar pozos de los cuales se extraerá el agua por medio de un sistema de bombeo.

Al extraer agua del subsuelo se crea una alteración en el manto acuífero, debida a la pérdida de presión. Esta alteración varía, si el número de pozos de bombeo es tal que la zona de influencia se superpone a las vecinas y los volúmenes que se extraen son mayores que las aportaciones naturales al acuífero.

La zona de influencia de un pozo, depende del gasto con que se extrae el agua y de la permeabilidad de los depósitos proveedores de agua.

Para abatir el nivel de aguas freáticas se deberá elegir un sistema de bombeo adecuado, dependiendo del tipo de terreno, de la profundidad y del gasto de agua por extraer, el cual deberá garantizar la extracción de un gasto por lo menos 1.5 veces el estimado. Así como tener un estricto control del tiempo de bombeo, pues las edificaciones adyacentes pueden sufrir un asentamiento excesivo cuando se extrae el agua durante un tiempo prolongado.

En terrenos granulares el abatimiento se efectuará mediante pozos, los cuales deberán ser colocados en la periferia de la zona por excavar, esto con el fin de eliminar la fuerza de filtración en los taludes y fondo de la excavación.

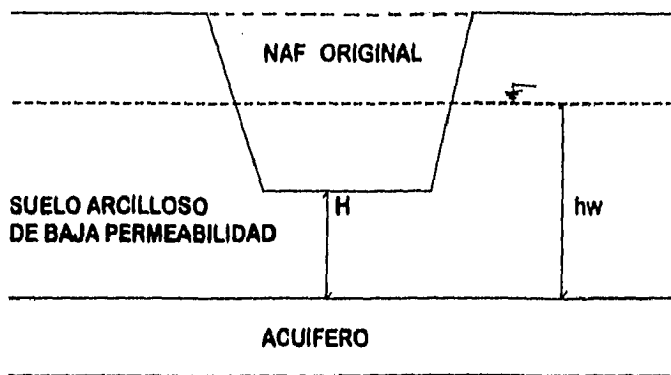
En suelos de baja permeabilidad, como lo son las arcillas plásticas, no será necesario efectuar un abatimiento del nivel freático, ya que este se abate al mismo tiempo que se va realizando la excavación, siempre y cuando no exista capa permeable entre el nivel freático y una profundidad  $H = \gamma_w / \delta t * h_w$  debajo del fondo de la excavación y no permanezca abierta mucho tiempo la excavación.

donde:

H.- Valor mínimo para evitar la inestabilidad del fondo de la excavación.

$\gamma_w$ .- Peso volumétrico del agua.

$\delta t$ .- Peso volumétrico del suelo entre el fondo de la excavación y el acuífero.



El gasto de extracción y el abatimiento provocado por el bombeo, se calculará, de acuerdo al tipo de arreglo de pozos del que se trate, dichos arreglos, se salen del problema en estudio, por lo cual pueden ser consultados en el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad tomo B.2.3.

#### TIPOS DE PROTECCION PARA LA ESTABILIDAD DE LAS PAREDES EN UNA EXCAVACION

Existen diferentes tipos de protección para la estabilidad de las paredes de una excavación, las cuales se encuentran en función del tipo de material que componen los estratos del suelo, de la ubicación de la excavación, del nivel de aguas freáticas y de los empujes activos y pasivos, entre otras. Los diferentes tipos de protección se mencionan a continuación:

##### Ataguis.

Las ataguis son elementos estructurales formadas por cualquier tipo de material estructural incluyendo tierra, madera, acero, concreto o la combinación de los mismos, que se colocan alrededor de una excavación, con el propósito de sostener las construcciones adyacentes y de evitar que penetre dentro de la excavación tierra y/o agua. Generalmente las ataguis se colocan hincandolas por medio de martinetes de caída libre o hidráulicos, antes de realizar la excavación.

Un método consiste en hincar viguetas de acero que posteriormente servirán de soporte a los tabloncillos que se colocaran en forma horizontal entre las viguetas conforme avanza la obra.

Con el fin de que no penetre el agua por los tablonos se deja un espacio de 2" entre el suelo y los mismos que posteriormente se rellenarán con grava.

Las ventajas que presenta un tablaestacado de acero son: es fuerte e impermeable, se pueden conseguir de diferentes secciones y pesos, es posible obtener longitudes grandes soldando dos o más tramos, pero tiene el inconveniente de no presentar resultados satisfactorios en terrenos con cantos rodados grandes o numerosos, ni tampoco en arena densa.

En algunas excavaciones será necesario utilizar el contraenteo, para dar mayor estabilidad a las paredes de la excavación, sin embargo para algunos casos se podrá eliminar utilizando ataguías de paredes curvas.

El uso de cenizas para evitar la filtración de agua a través de las ataguías dentro de la excavación, es de suma importancia, por lo económico que resulta utilizar este método. Cuando este método falla será necesario utilizar métodos más caros como lo son: el de inyectar lechadas de cemento en suelos de granos gruesos y en terrenos compuestos por arena o arcillas será necesario el uso de inyecciones de productos químicos.

Cuando las filtraciones de agua a través de las ataguías es inevitable, deberá drenarse el agua por medio de pozos exteriores o con sumideros y con un sistema de bombeo adecuado, a tal grado que la excavación permanezca seca. Los pozos exteriores reducen la presión artésiana debajo de la excavación y previene el levantamiento del fondo.

#### **Tablaestacas.**

Las tablaestacas son estructuras que permiten la estabilidad de las paredes de una excavación, a diferencia de las ataguías, que su construcción es temporal y son utilizadas en terrenos donde se desea trabajar en seco, las tablaestacas se construyen para que trabajen permanentemente y no necesariamente deben ser impermeables.

Cuando la excavación se lleva más allá de los 5 m. de profundidad, se deberán hincar tablaestacas alrededor del terreno. Al ir extrayendo el suelo, se colocarán largeros, que comúnmente son de acero y puntales que pueden ser de acero o madera, hasta llegar a la profundidad deseada. (ver fig.50)

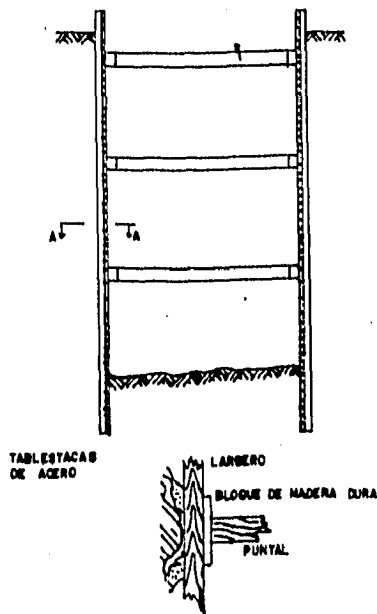


FIG.50. Secciones transversales en apuntalamiento típicos de excavaciones  
a) frente estabilizado con tablestaca de acero

Otro método que puede sustituir a las tablaestacas, para estabilizar las paredes de una excavación es por medio del hincado de pilotes H. Este método puede ser utilizado en terrenos que pueden exponer una cara vertical de varios metros cuadrados sin ningún peligro de colapso.

El método consiste en hincar pilotes de sección H, en la periferie del área por excavar, con una separación de 1 a 3 m. y paralelos al corte. Posteriormente se extrae el suelo y se van colocando tablas acuñadas a los pilotes, las cuales servirán de forro a los pilotes, evitando con esto que el material invada el área excavada, como se puede ver en la fig.51. Al avanzar la excavación, se van colocando largeros y puntales, para dar mayor estabilidad al ademe.

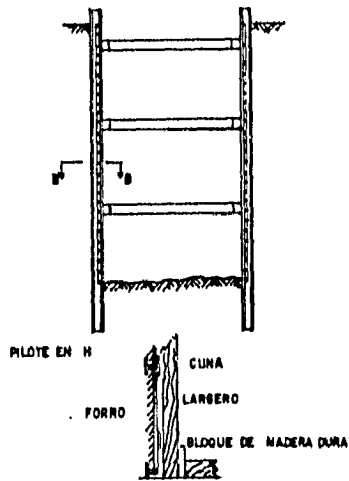


FIG. 51 Frente retenido por pilotes H y Forro.

Quando da alguna manera se limita el uso de puntales por las dimensiones da la excavación, se podrán usar puntales inclinados, de tal forma que garantice la estabilidad da las paredes del ademe, como lo hacen los puntales transversales.

Como ejemplo de este método sería excavar una parte central del área, hasta la profundidad a la cual se desplantará el cimiento o el cajón de cimentación para cimentaciones compensadas. Posteriormente deberá colarse de inmediato la parte excavada, la cual servirá de apoyo a los puntales inclinados que darán soporte a las paredes del ademe, como se muestra en la figura 52.

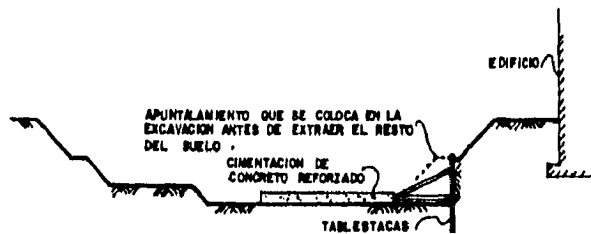


FIG. 52 Apuntalamiento típico en excavaciones anchas y profundas

Como una alternativa al apuntalamiento transversal y del apuntalamiento inclinado se tienen los anclajes pretensados, los cuales presentan la ventaja de no invadir ninguna parte del área por excavar.

El método consiste en abrir agujeros (similares a los que se abren para los pilotes), a través del ademe y suelo, posteriormente se colocan los tensores a lo largo del agujero y son colados con concreto. De esta manera los tensores trabajan dándole la estabilidad requerida a las paredes verticales del ademe. Este método es utilizado en suelos que presentan cohesión y fricción o de preferencia en suelos friccionantes. Ver fig.53.

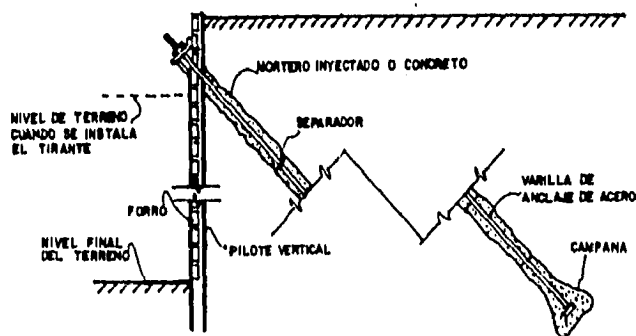


FIG. 53. Uno de los varios sistemas de tirantes para soportar frentes verticales de cortes. Pueden usarse varios grupos de anclas, a elevaciones diferentes.

Algunas veces es preferible terminar las paredes de ademe, antes de extraer el material producto de la excavación, este método es muy frecuente en suelos arcillosos y cuando se presentan presiones hiperestáticas, como lo son los suelos del centro de la CD. de México. El método consiste en cavar zanjas angostas en la periferie del área por excavar, las cuales pueden ser estabilizadas por medio de ademe o introduciendo todo ventonítico. Una vez hechas las zanjas se procede a colar las paredes con concreto armado consiguiendo de esta manera paredes capaces de soportar las presiones que el suelo y agua ejercerán sobre el área expuesta al mismo una vez hecha la excavación.

Para poder determinar el tipo de ademado que tendrá que utilizarse, es necesario conocer la magnitud de los empujes, que se ejercerán sobre la estructura que dará estabilidad a las paredes de la excavación. Existen diferentes teorías para poder efectuar cálculos aproximados de los empujes, los cuales se verán mas adelante.

## EMPUJES SOBRE ADEMES DE SUPERFICIE DE CONTACTO RUGOSA.

En general los empujes de tierra son producto de las presiones que ejercen las masas de suelo sobre la estructura de retención. Dichos empujes se clasifican en dos tipos: empuje activo y empuje pasivo, el primero es que el ejerce el suelo a la estructura de retención que es construida con este fin, el segundo es la fuerza que se contrapone al desplazamiento cuando es solicitada por una fuerza lateral. Dicha fuerza lateral puede ser producida por un cimienta, un muro de retención, un tablestacado, un bloque de mampostería o concreto.

Los muros de retención se caracterizan por su rigidez ante los empujes que se le presentan. Estas estructuras de retención, no experimentan ningún cambio como consecuencia del empuje lateral, únicamente experimentan rotación y/o traslación a medida en que aumenta la profundidad de la excavación.

Los tablestacados son estructuras flexibles ante los empujes de tierra. La magnitud y la deformación es proporcional a la magnitud y distribución de los empujes.

Karl Terzaghi y Ralf B. Peck, en su libro Mecánica de Suelos en la Ingeniería práctica, hacen mención a las excavaciones que se realizan en arenas secas o drenadas, haciendo uso del método de la espiral logarítmica, para el cálculo de los empujes sobre el revestimiento de excavaciones de pozos a cielo abierto, de la siguiente manera:

La figura 51, muestra un corte vertical de una de las paredes de un excavación de profundidad H, efectuada en arena seca o en arena drenada. La posición inicial de los perfiles doble T viene indicada por la línea llena "ab" y su posición final por la línea punteada "ab'". El empuje de la tierra por unidad de longitud de excavación, se designa por "Pa", para distinguirlo del empuje activo "PA" que una masa de suelo similar ejerce sobre un muro de contención de igual altura H. Como la parte superior de la cuña de deslizamiento (fig 54,a) no puede deformarse lateralmente, la superficie de deslizamiento corta la del terreno en ángulo recto (fig. 55). La curva real de deslizamiento puede expresarse aproximadamente por la espiral logarítmica de ecuación:

$$r = r_0 \cdot \Sigma^{k \cdot \theta}$$

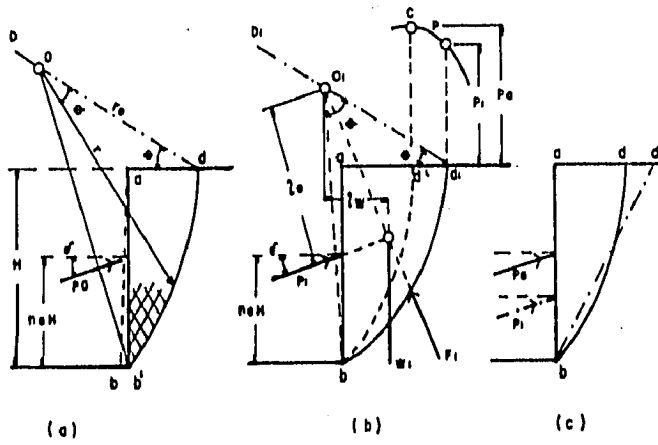


FIG. 54

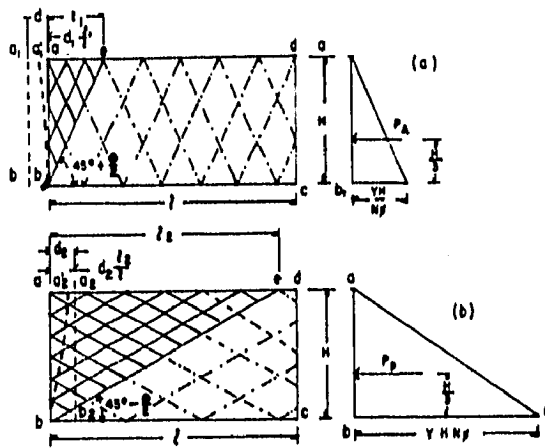


FIG. 56



El centro de la espiral se haya situado sobre una línea recta que pasando por "d" forma un ángulo  $\theta$  con la horizontal. Como la deformación lateral de la entibación hace que la cuña de tierra se deslice hacia abajo, la resultante del empuje resulta inclinada de un ángulo  $f$  con respecto a la horizontal. Investigaciones teóricas han demostrado que el punto de aplicación del empuje viene determinado por la forma de la superficie de deslizamiento, y viceversa. Si la curva de deslizamiento es similar a la "bd" de la figura 54 la teoría indica que la distribución del empuje de la arena es aproximadamente parabólica, como lo muestra la figura 55 b, y que la elevación  $n\alpha$  H se del punto de aplicación debe encontrarse entre 0.45 H y 0.55 H. Esta conclusión teórica ha confirmado por mediciones efectuadas en el terreno, de modo que en el cálculo que se efectúa a continuación se supone que "na" es conocido.

Para determinar la posición de la superficie de deslizamiento se elige un punto arbitrario "d1" situado sobre la superficie del terreno no excavado. Entre este punto y el borde inferior "b" del corte se traza una espiral logarítmica con centro situado sobre "d1O1". La reacción F1 sobre la superficie de deslizamiento "bd1" pasa por el centro "O", de modo que, si tomamos momentos con respecto al mismo, se obtiene:

$$P1 \cdot la = W \cdot lw$$

de donde:

$$P1 = W \cdot lw/la$$

Se efectúan cálculos similares para espirales que pasen por d2, d3,...(no indicadas) y se dibujan los valores de P1, P2,...etcétera, como ordenadas que parten de d1,d2,..., obteniéndose la curva P. El empuje activo Pa es igual a la ordenada máxima, correspondiente al punto C, y la superficie de deslizamiento pasa por el punto d. El ancho ad de la base superior de la cuña que ejerce el empuje máximo Pa es siempre mucho menor que el ancho de la cuña abdc, que corresponde a la teoría de Coulomb (fig.54c.).

El valor de "Pa" depende en cierto modo de "na". Aumenta lentamente a medida que crece "na" y es siempre mayor que el valor de "Pa" de Coulomb. Para  $\theta = 38^\circ$  y  $f = 0^\circ$ , un aumento de "na" de 0.45 a 0.55 acrecienta "Pa" de 1.03 "PA" a 1.11 "PA". Si se supone  $n = 0.55$ , cualquiera que sea el error que se cometa, el resultado se sitúa del lado de la seguridad, pues este valor corresponde a la máxima elevación obtenida hasta hoy en mediciones efectuadas en el terreno. El ángulo  $f$  tiene muy poca influencia sobre la relación Pa/PA. De lo que antecede se deduce que, para un cálculo preliminar es suficientemente exacto suponer:

$$Pa = 1.1 PA$$

El siguiente paso a seguir es el encontrar el esfuerzo que soportará cada puntal, ya que este varía de puntal a puntal situados a la misma altura, debido a las variaciones de las condiciones del suelo y a detalles del procedimiento de construcción, el cual se efectuará mas adelante.

Las excavaciones y ademes en arcillas saturadas se realizan en un tiempo muy corto en comparación con el que se necesita para que cambie su contenido de humedad, con esto se cumple que el  $\sigma = 0$ , por lo tanto es aplicable la expresión ( $r = r_0$ ), se hace idéntica a la de un círculo de radio  $r = r_0$ . Como el círculo debe cortar la superficie del terreno con un ángulo recto, su centro está al nivel de dicha superficie (fig.56). La cara ab del corte vertical está sometida al empuje  $P_a$  y a la adherencia  $C_aH$  entre la arcilla y la pantalla. El cálculo de  $P_a$  se hace tomando momentos, respecto al centro del círculo, de todas las fuerzas que actúan sobre la cuña de deslizamiento. El momento actuante lo produce el peso de la cuña; el resistente es igual a la suma del momento de las fuerzas de adherencia  $C_aH$ , del momento de las fuerzas de cohesión  $c \cdot bd$  que actúa a lo largo de la superficie de deslizamiento y del momento del empuje  $P_a$ . El valor de  $P_a$  depende de la relación  $C_a/c$  y de  $n_a$ . Mediciones efectuadas en excavaciones para obras ejecutadas en arcillas saturadas blandas a medias han demostrado que  $n_a$  varía por lo general entre 0.30 y 0.50, estando su término medio alrededor de 0.39 y que la distribución del empuje, por tanto no es triangular sino que, a semejanza con las arenas, aproximadamente parabólica.

\* E

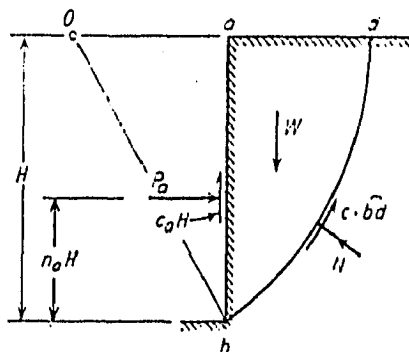


Fig. 56 Diagrama que ilustra la hipótesis en que se basa el cálculo del empuje para cortes en arcilla bajo la condición  $\sigma=0$

### EMPUJES QUE DEBERAN SOPORTAR LOS PUNTALES

El procedimiento mas sencillo para evaluar el esfuerzo que debe soportar un puntal, consiste en suponer que la carga que soporta el mismo, es igual a la suma de todas las cargas que actuan sobre una área rectangular, que se extiende desde la mitad de la distancia del puntal próximo horizontal y vertical, como se muestra en la fig.57. Para proposito del cálculo, se supone que el fondo de la excavación actúa como puntal.

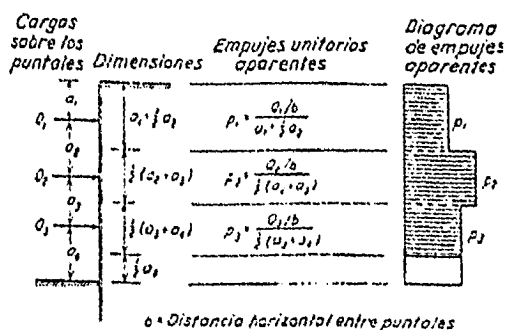


FIG.57.

$$P = \frac{Q / b}{a + 1/2 a}$$

$$P = \frac{Q / b}{1/2(a + a)}$$

$$P = \frac{Q / b}{1/2(a + a)}$$

Para una excavaciones en arena seca o drenada de profundidad  $H$ , con un material de peso unitario  $\gamma$ , la componente horizontal del empuje total depende de los valores  $n_a, \phi$  y del ángulo de fricción  $f$  que forma la horizontal con la dirección del empuje que actua sobre el revestimiento. El ángulo puede variar de  $0$  a  $\phi$ , de acuerdo al material con que esté construido el revestimiento y de las posibilidades de que el mismo se asiente.

El cálculo del coeficiente de empuje por el método de la espiral logarítmica se puede llevar a cabo con la siguiente expresión:

$$K_A = \frac{P_a}{1/2 \gamma H^2}$$

En la siguiente tabla fueron tabulados valores del coeficiente de empuje ( $K_A$ ), considerando un ángulo de fricción  $f = \phi/2$  y valores de  $n_a$  comprendidos entre 0.4 y 0.6. Además se incluyen los valores obtenidos por medio de la teoría de Rankine donde  $K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$ .

0.4	0.311	0.238	0.202
0.5	0.340	0.257	0.217
0.6	0.391	0.282	0.235
Rankin	0.332	0.270	0.220

La ventaja que presenta el método de la espiral logarítmica respecto a la teoría de Rankine es que los errores que se cometen al calcular el coeficiente de empuje  $K_A$  son mínimos con los que se pueden cometer con la teoría de Rankine.

En conclusión el cálculo de los puntales situados en excavaciones de arenas secas o drenadas, se efectuara (tomando en cuenta cargas determinadas) por medio del diagrama aparente de empuje, el cual presenta un cierto grado de seguridad.

A continuación se presentan los diferentes diagramas de empuje aparente, propuestos para el cálculo de los puntales de las excavaciones a cielo abierto:

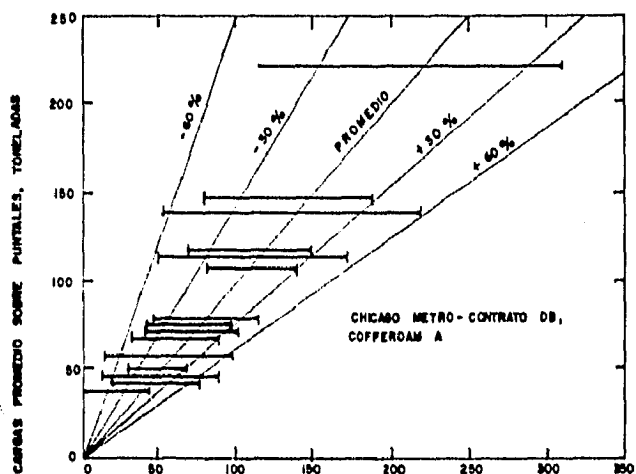


FIG.58 Cargas Máximas y Mínimas sobre puntales, toneladas

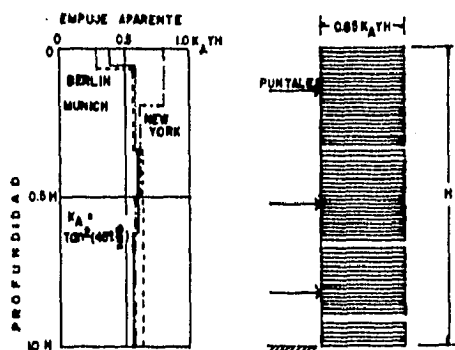


Fig. 58. a) Diagramas envolventes del empuje aparente en mediciones realizadas sobre codales de excavaciones a cielo abierto en arena.  
 b) Diagrama de empuje aparente propuesto para el cálculo de los puntales de las excavaciones a cielo abierto en arena.

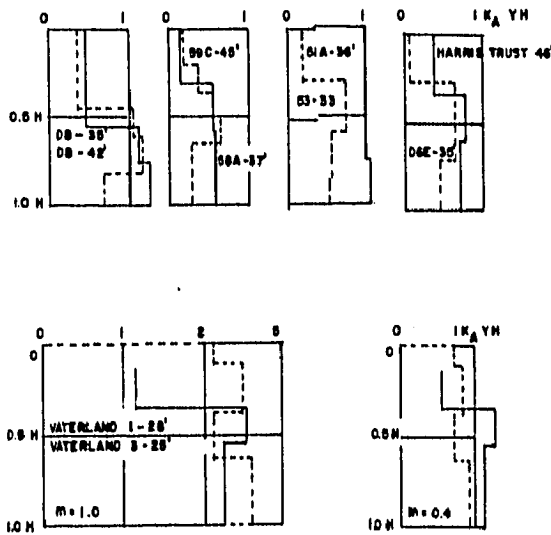


FIG. 80 Diagrama para arcillas blandas a medias, el valor de "m" se toma igual a uno, salvo cuando para arcillas normalmente consolidadas  $N = 6$  y  $H_0$  excede de 4, en cuyo caso  $m < 1$ .

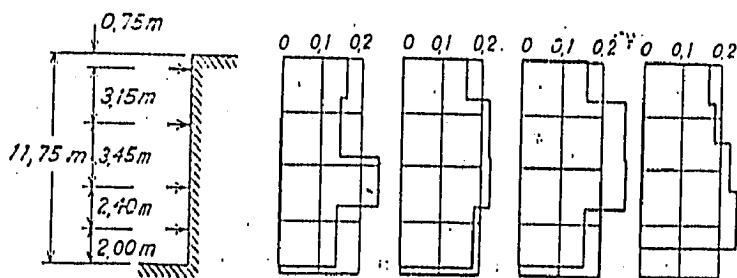


FIG. 51 D Diagrama de empuje aparente para arcillas resistentes flautadas.

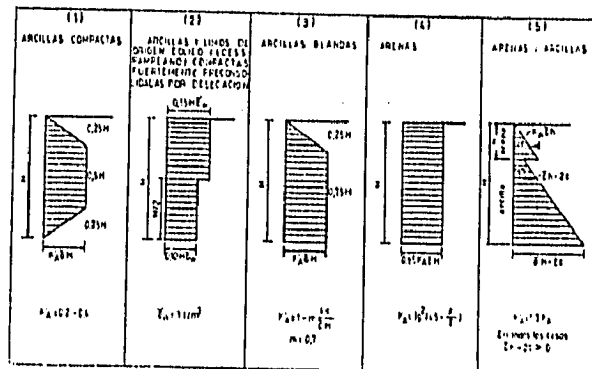


FIG. 62 Diagramas de empuje de tierra incluidos en el Código de la Municipalidad de la ciudad de Buenos Aires.

## MUROS DE RETENCION

Para la realización del proyecto de un muro de retención, al igual que en el análisis de algunas otras estructuras se siguen dos pasos que son:

- 1.- Se predimensiona la estructura del muro.
- 2.- Se realiza un análisis de la estabilidad estructural que presenta frente a las diferentes cargas que la solicitan.

Si después de haber efectuado el análisis estructural, resulta que el muro no cumple con las condiciones de estabilidad, se repite nuevamente el procedimiento, hasta alcanzar las condiciones de estabilidad requeridas.

Para llevar a cabo el análisis estructural del muro, es necesario conocer primeramente las fuerzas que actúan por encima del nivel de desplante del mismo, como son: el peso propio del muro, las presiones hidrostáticas, la presión del relleno contra el respaldo del muro, las sobrecargas actuantes sobre el relleno, las expansiones del suelo debido al cambio de humedad, las vibraciones entre otras. Posteriormente se investiga la estabilidad del muro con respecto al volcamiento, y la capacidad del suelo para: impedir el deslizamiento del muro por el plano de su base o por debajo del mismo; resistir la presión máxima en el borde exterior de la base, sin

que el muro llegue a volcar; soportar las fuerzas verticales, incluido el peso del terrapién, sin asentamiento excesivo, volcamiento, o deslizamiento hacia afuera del muro.

De lo anterior se puede decir que para llevar a cabo el análisis es necesario realizar dos cálculos diferentes que son primeramente las cargas que se le presentan al muro y la resistencia del suelo.

### TEORIAS DE EMPUJES CONTRA MUROS DE RETENCION

Las teorías que a continuación se presentan toman en consideración las siguientes condicionantes:

- El muro puede desplazarse por giro o deslizamiento en una distancia suficiente como para que se alcance a desarrollar toda la resistencia al corte del terrapién o relleno.
- La presión del agua en los poros del relleno es depresible.
- Las constantes del suelo que aparecen en las fórmulas del empuje tienen valores definidos y pueden determinarse con exactitud.

### TEORIA DE RANKINE

Rankine considera que los esfuerzos actuantes en una masa de suelo, la llevan a un estado de equilibrio plástico, es decir, cuando está por alcanzar el punto de rotura por corte en dicha masa.

Los empujes que se obtendrán toman en cuenta las siguientes hipótesis:

- Se considera que no existe contacto entre el relleno y el muro de contención.
- Se trata de rellenos con superficie libre horizontal.
- Los estados de esfuerzo actúan en la masa de suelo localizada en la vecindad del muro, correspondiente al estado de equilibrio límite o de rotura.



La teoría tiene su fundamento en la siguiente figura, que representa una masa de suelo friccionante ( $\gamma z$ ), la cual se encuentra a una profundidad ( $z$ ), en el interior de un estrato en reposo.

Rankine considera que los esfuerzos actuantes en una masa de suelo, la llevan a un estado de equilibrio plástico, es decir cuando esta por alcanzar el punto de rotura por corte en dicha masa.

Donde:

$$P_v = \gamma z$$

$P_v$ .- presión vertical

$P_h$ .- presión horizontal

$$P_h = K_o \gamma z$$

$K_o$ .- coeficiente pasivo de presión de tierra.

En pruebas hechas en laboratorio se obtuvieron los valores de " $K_o$ ", para arenas. Dichas pruebas se realizaron modificando el grado de compactación de la arena.

$K_o = 0.4$ ; para arenas sueltas

$K_o = 0.8$ ; para arenas intensamente apisonadas

$K_o = 0.5$ ; para arena natural compacta.

Los valores de estas expresiones representados en el diagrama de  $M_{hor}$  (fig 63), proporcionan el círculo de reposo 1.

La falla en una masa de suelo se puede llevar a cabo, de dos formas, las cuales consisten en aumentar y disminuir la presión horizontal, respectivamente, tomando en consideración, para el primer caso la presión vertical constante, y para el segundo como el esfuerzo principal menor, estos valores graficados en el círculo de  $M_{hor}$  nos proporcionan la línea de falla.

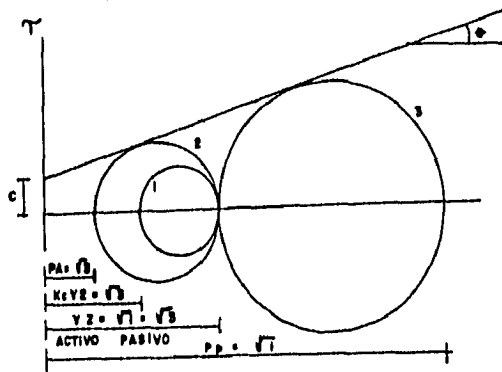


FIG. 63. Estados plásticos en el diagrama de Mohr para suelos cohesionados Friccionantes.

$$K_A = 1/N\phi = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$$

$$K_P = N\phi = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

Aplicando los resultados hasta ahora obtenidos en muros, se puede calcular el empuje horizontal actuante sobre un muro a una profundidad "z", esto es:

$$E_A = 1/2 K_A \gamma H^2$$

$$E_P = 1/2 K_P \gamma H^2$$

En donde el punto de aplicación de la fuerza, en una distribución lineal se encuentra a 1/3 de H a partir del nivel de desplante del muro.

En un muro de retención de arenas, donde intervienen presiones hiperestáticas, el cálculo del empuje se realiza de la siguiente manera:

$$P_A = 1/N\phi (H_1 + 2' \gamma)$$

PA.- presión horizontal

Para este caso el empuje total activo estará dado por:

$$E_A = \frac{1}{2 N\phi} \gamma H^2 + \frac{1}{N\phi} \gamma H_1 H_2 + \frac{1}{2 N\phi} \gamma H^2 + 1/2 \gamma_w H^2$$

## SUELOS COHESIVOS.

Al igual que en las arenas, en los suelos cohesivos, existen dos formas de llevar a la falla al suelo, los cuales graficandolos se obtienen los estados plásticos de falla en el diagrama de Mohr.

### Estado plástico activo (círculo # 2)

Pv .- esfuerzo principal mayor

$$PA = \gamma Z - 2 C ; \quad \text{La horizontal.}$$

$$Pv = \gamma Z \quad ; \quad \text{La vertical.}$$

### Estado plástico pasivo (círculo # 3)

Pv .- esfuerzo principal menor.

$$Pp = \gamma Z + 2 C ; \quad \text{La horizontal.}$$

$$Pv = \gamma Z \quad ; \quad \text{La vertical.}$$

Para el diseño de muros de retención, se tienen fórmulas para los empujes totales activo y pasivo, integrando en la altura H del muro, las respectivas presiones horizontales, estas son:

$$EA = 1/2 \gamma H^2 - 2 C H$$

$$Ep = 1/2 \gamma H^2 + 2 C H$$

Mediante la fórmula del empuje activo (EA), puede obtenerse la altura máxima, a la cual podrá realizarse una excavación, sin utilizar ningún tipo de retención y sin que se presente derumbe de las paredes. La condicionante es  $EA = 0$ , esto es:

Para suelos cohesivos

$$1/2 \gamma H^2 - 2 C H = 0$$

$$Hc = \frac{4 C}{\gamma}$$

Para suelos cohesivos friccionantes

$$1/2 K_A \gamma H^2 = 2 C (K_A)^{1/2} H$$

$$Hc = \frac{4 C (N\phi)^{1/2}}{\gamma}$$

Donde: Hc.- Altura crítica, la cual deberá ser afectada por un factor de seguridad no menor de 2.

Como se pudo observar, en los casos anteriores los empujes, se obtienen integrando las presiones a lo largo de la altura H, para obtener las expresiones generales de Rankine para empujes. En la siguiente tabla se presentan las expresiones para evaluar las presiones totales en cualquier tipo de suelo:

T I P O D E S U E L O			
Empuje	FRICCIONANTE C = 0	COHESIVO c = 0	COHESIVO-FRICCIONANTE C 0 ; c 0
EA	$1/2 K_A \gamma H^2$	$1/2 \gamma H^2 - 2 C H$	$1/2 K_A \gamma H^2 - 2C (K_A) \frac{1}{2} H$
Ep	$1/2 K_p \gamma H^2$	$1/2 \gamma H^2 + 2 C H$	$1/2 K_p \gamma H^2 + 2C (K_p) \frac{1}{2} H$

Para superficies de suelo en pendientes, respecto a la horizontal de la parte superior del muro de retención, los coeficientes de empuje activo y pasivo se obtienen de la siguiente manera:

$$EA = 1/2 K_A \gamma H^2 \cos \beta$$

$$Ep = 1/2 K_p \gamma H^2 \cos \beta$$

#### METODO SEMIEMPIRICO DE TERZAGHI

El método de Terzaghi para el cálculo de empujes sobre muros de retención, proporciona mejores resultados, que los métodos anteriores. Está basado en la experiencia de Terzaghi, el cual puede ser aplicado a cinco diferentes tipos de suelos, que son:

- I .- Suelo granular grueso, sin finos.
- II .- Suelo granular grueso, con finos limosos.

- III .- Suelo residual, con cantos , bloques de piedra, gravas, arenas finas y finos arcillosos en cantidad apreciable.
- IV .- Arcillas plásticas blandas, limos orgánicos, o arcillas limosas.
- V .- Fragmentos de arcilla dura o medianamente dura, protegidos de modo que el agua proveniente de cualquier fuente no penetre entre los fragmentos.

El método cubre cuatro casos, en los que varían la geometría del terreno y las sobrecargas los cuales se mencionan a continuación:

- 1 .- La superficie del terreno es plana, inclinada o no y sin sobrecarga alguna.
- 2 .- La superficie del terreno es inclinada a partir de la corona del muro, hasta un cierto nivel, en que se torna horizontal.
- 3 .- La superficie del terreno es horizontal y sobre ella actúa un sobrecarga uniformemente repartida.
- 4 .- La superficie del relleno es horizontal y sobre ella actúa una carga lineal, paralela a la corona del muro y uniformemente distribuida.

En las figuras 64,65,66 y 67 se muestran las soluciones de los diferentes casos que pudieran presentarse en cuanto a empujes horizontales y verticales sobre muros:

En los casos 3 y 4, actúan sobrecargas, las cuales producen presión vertical, cuya magnitud es calculada, de esta presión solo se toma en cuenta la parte que actúa sobre el talón del cimiento del muro, señalado en las figuras por un rayado vertical.

Estos métodos son aplicables a muros cimentados sobre estratos resistentes, donde la fricción y la adherencia entre suelo y muro actúan de tal forma que ayudan a estabilizar el muro, reduciendo los empujes.

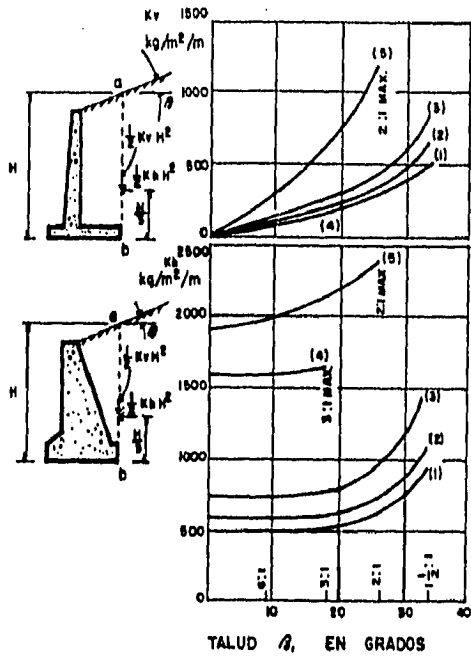


FIG. 64. Gráficas para determinar el empuje del relleno con superficie plana, según Terzaghi.

TIPO DE RELLENO	C
I	0.27
II	0.30
III	0.39
IV	1.00
V	1.00

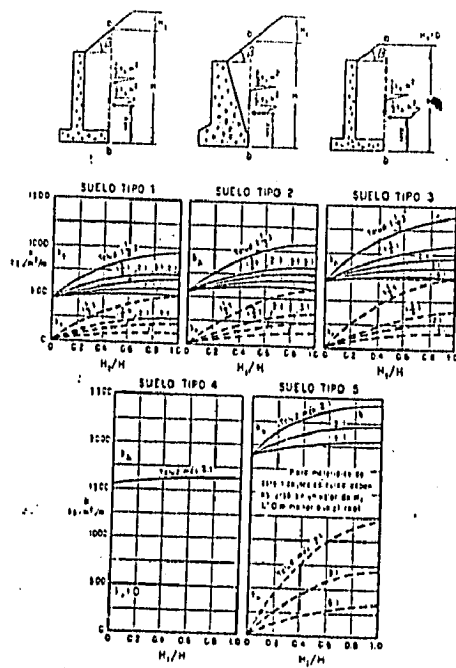


FIG. 85. Gráficas para determinar el empuje de retenes en terraplen con ramblas

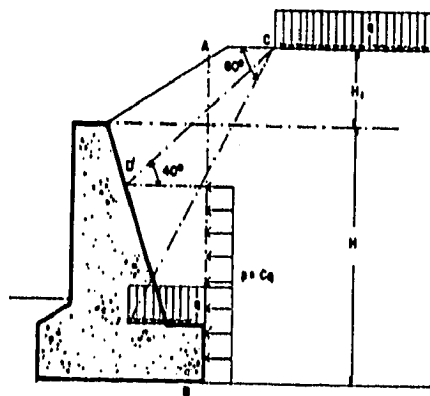


FIG. 86. Cálculo de las presiones producidas por una sobrecarga uniforme.

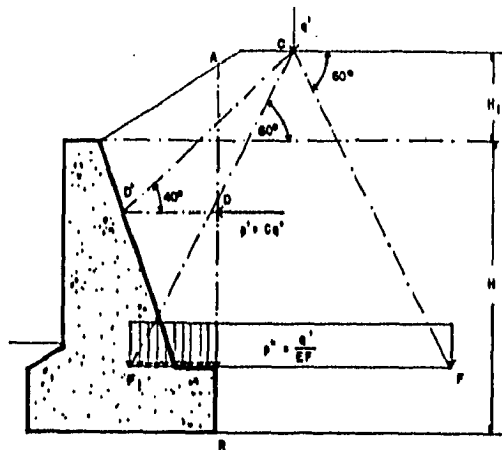


FIG. 67. Cálculo de las presiones producidas por una sobrecarga en líneas indefinidas.

Quando el cimiento de los muros se encuentre situado sobre suelos blandos, y por tal motivo, el muro sufra un asentamiento, Terzaghi recomienda que el valor de los empujes calculados con los métodos antes descritos se incrementen en un 50 %, debido al aumento de empujes producto del asentamiento.

## ANEXO 1

Una manera sencilla de evaluar el momento actuante de una cimentación compensada, es reduciendo el momento al actuante momento resistente, esto debido al empuje pasivo que ejerce el suelo sobre la superficie de contacto del cimiento empotrado.

$$M_v = M - M_c$$

$$M = 0.8 \left( \frac{2}{3} Ht \right) \left( Wt \frac{C_s}{Q_s} \right)$$

$$M_c = P_p L \frac{d^2}{2}$$

$$P_p = \frac{1}{Fr} \left( 2c + \frac{Pd}{2} \right)$$

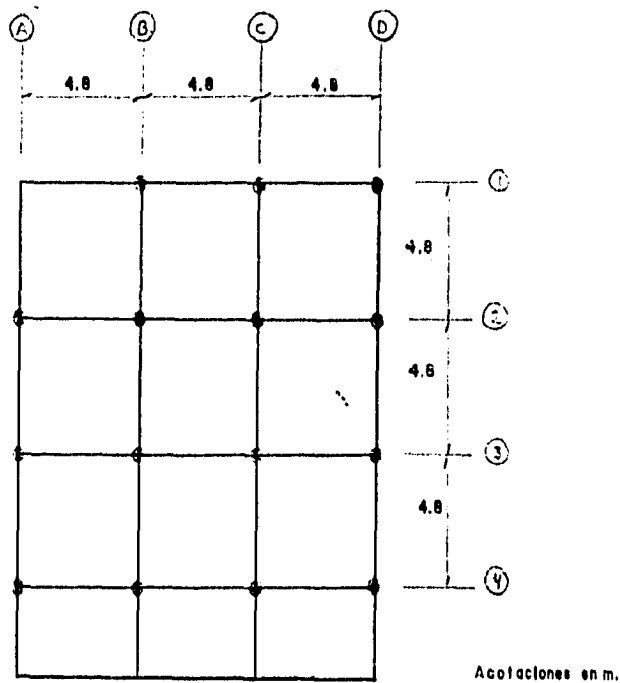


donde:

- Mv** .- Momento de volteo
- M** .- Momento de volteo actuante a nivel de desplante
- Mc** .- Momento de volteo resistente por empotramiento del cajón de cimentación
- Ht** .- Altura total medida desde el desplante de la estructura
- Wt** .- Peso total de la estructura
- Cs** .- Coeficiente de diseño sísmico
- Qs** .- Factor de comportamiento sísmico
- Pp** .- Empuje pasivo
- L** .- Dimensión del cajón en la dirección perpendicular al sismo
- d** .- Profundidad de desplante
- c** .- Cohesión media del suelo que confina al cajón
- Pd** .- Esfuerzo vertical total, a la profundidad de desplante
- Fr** .- Factor de reducción para tomar en cuenta los bajos niveles de deformación angular inducidos durante el sismo (mínimo de 3)

## EJEMPLO

Se proyecta construir un edificio para oficinas en el Distrito Federal, localizado en la zona III (lacustre), el cual estará constituido, según proyecto, por planta baja para estacionamiento y cuatro niveles para oficinas. La estructuración se realizará a base de columnas y losas de concreto armado, con claros entre ejes de columnas de 4.8 m. en ambos sentidos como se indica en la figura 68:



PLANTA DE COLUMNAS

FIG. 68

Con la finalidad de determinar el tipo de cimentación más adecuado se llevó a cabo un estudio de mecánica de suelos, el cual consistió en la perforación de un sondeo de tipo mixto continuo a una profundidad de 20 m y la excavación de un pozo a cielo abierto a una profundidad de 2.5 m. De dicha exploración se

obtuvieron muestras de tipo alterado e Inalterado, a las cuales se les realizaron pruebas de laboratorio para determinar sus propiedades índice y mecánicas respectivamente.

De la exploración se determinó el perfil estratigráfico del suelo en estudio, encontrándose que el suelo se encuentra principalmente constituido por arcillas de alta compresibilidad con baja resistencia a la penetración estandar como se indica en la figura 69 .

### **ACCIONES :**

Las acciones consideradas en los análisis de cimentación fueron las siguientes:

a) - Combinación de cargas permanentes y de cargas vivas con intensidad máxima, que incluyendo el peso de la cimentación tendrá un valor de 1,308.8 ton. Estas cargas se afectaron por un factor de carga de 1.4 y se consideraron en el análisis límite de falla en condiciones estáticas.

b) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea, que incluyendo el peso de la cimentación tendrá un valor de 1,346.5 ton. La acción accidental mas crítica por efecto de sismo corresponderá a un momento de volteo de 1,883.7 ton.-m obtenido con un método de aproximación. Las cargas se afectaron por un factor de carga de 1.1 y se utilizaron en el análisis límite de falla en condiciones dinámicas.

c) . - Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media, que incluyendo el peso de la cimentación tendrá un valor de 1,184.2 ton. Las cargas se afectaron por un factor de carga de 1.0 y se emplearon en la determinación de la profundidad de desplante del cajón y en el análisis del estado límite de servicio, por consolidación de los depósitos arcillosos.

### **DETERMINACION DE LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE**

La profundidad de desplante del cajón de cimentación se determino tomando en cuenta la combinación de cargas permanentes, cargas vivas con intensidad media y el peso de la cimentación, así como las siguientes consideraciones:

a) .- El cajón de cimentación tendrá las mismas dimensiones que la planta baja del edificio.

b) .- No existe excentricidad alguna entre el centro de cargas de la estructura y el centro de reacción de la cimentación; en caso necesario deberá aplicarse un lastre de manera que se satisfaga esta condición.

c) .- El incremento neto de esfuerzos al subsuelo se limita a 1.1 ton/m<sup>2</sup>.

Para determinar la presión que que la estructura transmitirá al suelo se tomó la combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media incluyendo el peso de la cimentación dividida entre el área de la cimentación. De acuerdo a lo anterior, se tiene que la estructura transmitirá una presión media de 4.67 ton/m<sup>2</sup> (no considera el peso del lastre), de las cuales habrá que compensarse 3.57 ton/m<sup>2</sup>; considerando que el suelo entre la superficie y los 3 metros tiene un peso volumétrico de 1.56 ton/m<sup>3</sup>, para lo cual se requiere una profundidad de excavación de 2.29 m. En caso de que se requiera lastre para eliminar la excentricidad entre el centro de carga del edificio y el centro de reacción de la cimentación, la cimentación se incrementará.

### Estado Límite de Falla en Condiciones Estáticas

Una cimentación será segura ante estado límite en condiciones estáticas, si cumple la siguiente desigualdad:

$$Q F_c < R$$

Donde :

Q .- Combinación de cargas permanentes ( incluye el peso de la cimentación) más cargas vivas con intensidad máxima.

F<sub>c</sub> .- Factor de carga, igual a 1.4

R .- Capacidad de carga del cajón de cimentación, afectada por el factor de resistencia correspondiente en ton/m<sup>2</sup>.

$$R = ( c N_c F_R + \gamma D_f ) A_l$$

c .- Cohesión del material de apoyo, igual a 2 ton/m<sup>2</sup>

F<sub>R</sub> .- Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7.

$\gamma$  .- Peso volumétrico del suelo arriba del nivel de desplante en  $\text{ton/m}^3$

Df .- Profundidad de desplante de la cimentación, en m.

Af .- Area de la losa de fondo del cajón de cimentación, en  $\text{m}^2$

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_f/B + 0.25 B/L)$$

B .- Ancho de la cimentación igual a 14.4 m

L .- Largo de la cimentación igual a 17.6 m

$N_c$  .- Coeficiente de capacidad de carga, adimensional igual a 6.40

La desigualdad se satisface de la siguiente manera:

$$1,308.80 \times 1.4 < 3,180.16$$

$$1,832.32 < 3,180.16$$

### Estado Límite de Falla en Condiciones Dinámicas

Una cimentación será segura ante estado límite de falla en condiciones dinámicas si la capacidad de carga neta del suelo afectada por el factor de carga y la fuerza de inercia que obra en la zona de falla potencial del suelo que subyace al cimiento es mayor a la acción de las cargas gravitacionales y las debidas al sismo, lo cual puede verificarse a través de la siguiente desigualdad:

$$F_c W_t - W_c < \frac{F_R A R q_l (1 - 0.95 K \gamma b)}{Sud F_R} F_c$$

donde:

$F_c$  .- Factor de carga, igual a 1.1

$W_t$  .- Carga total de la estructura en la condición analizada, igual a 1,246.50 ton

Wc .- Peso del suelo desplazado para la construcción del cajón de cimentación, igual a :

$$Wc = \gamma Df \times A1 = 1.56 \times 2.30 \times 253.44 = 909.34 \text{ ton}$$

FR .- Factor de resistencia, igual a 0.6

AR .- Area reducida de la losa de cimentación para tomar en cuenta el momento de volteo, igual a :

$$AR = (B - 2e) L$$

siendo:

B .- Ancho de la losa de fondo del cajón

e .- Excentricidad dada por

$$e = \frac{M_s}{W_t} = \frac{1,833.7 \text{ ton} \cdot \text{m}}{1,246.5 \text{ ton}} = 1.51 \text{ m}$$

$$AR = (14.4 - 2 \times 1.51) 17.60 = 200.28 \text{ m}^2$$

q1 .- Capacidad de carga neta del cajón de cimentación, igual a :

$$q1 = c Nc$$

$$q1 = 2 \times 6.4 = 12.8 \text{ ton/m}^2$$

K .- Aceleración horizontal máxima del terreno, según el Reglamento ( zona del lago) igual a 0.4, para estructuras tipo B, afectado por un factor de ductilidad de 3.

$$K = \frac{0.4}{3} = 0.13$$

b .- Mínimo de (d, 1.2 H, 20 m)

donde:

d .- Ancho del área reducida de la losa, igual a 11.40 m

H .- Profundidad desde el desplante del cajón hasta capa dura mas próxima, igual a 27.7 m.

La desigualdad se satisface con los siguientes valores:

$$1.1 \times 1,246.5 - 909.34 < 1220.64 \text{ TON.}$$

$$461.81 < 1220.64 \text{ TON.}$$

Se revisó que el esfuerzo máximo aplicado al suelo en los extremos de la losa de cimentación, en condiciones dinámicas, no rebase la capacidad de carga del suelo. Para el momento sísmico estimado se obtuvo un esfuerzo máximo de  $8.8 \text{ ton/m}^2$  al que corresponde un factor de seguridad de 1.45 respecto a falla por capacidad de carga, que es admisible.

### **Estado Límite de Servicio**

Los movimientos verticales que sufrirá la estructura respecto al terreno circundante se deberán a la recuperación de la expansiones elásticas producidas durante la construcción de la cimentación, y a los hundimientos diferidos provocados por la consolidación de los depósitos arcillosos debido al incremento de presión neta transmitida al subsuelo, por ser una cimentación parcialmente compensada.

#### **Asentamientos diferidos.**

Los asentamientos se calcularon para la combinación de acciones permanentes más variables con intensidad media considerando que el edificio transmitirá al subsuelo una presión neta de  $1.1 \text{ ton/m}^2$  en el análisis se empleó un programa de computadora que determina la distribución de esfuerzos en el subsuelo según la teoría de Boussinesq y en base a estos asentamientos, tomando en cuenta las presiones efectivas actuales del subsuelo y las curvas de compresibilidad de los estratos arcillosos afectados por la sobrecarga aplicada. Se obtuvieron los asentamientos que se muestran en la figura 70, considerando la cimentación flexible, los cuales resultan admisibles.

### **Estabilidad de Taludes**

Para determinar la inclinación que deberán adoptar los taludes de la excavación que se hará para alojar el cajón de cimentación, se efectuó un análisis de estabilidad de taludes tomando en cuenta que los materiales existentes hasta la máxima profundidad de excavación son cohesivos friccionantes, no presentan

diferencias importantes en su resistencia, por lo que el mecanismo de falla general que tiene mas probabilidades de ocurrir es el de rotación a lo largo de una superficie de falla cilíndrica. El análisis se hizo empleando el método sueco llamado de dovelas, que obtiene el factor de seguridad con la siguiente expresión:

$$F_s = \frac{\sum S_i \Delta l_i}{\sum T_i}$$

donde:

$\sum S_i$  .- resistencia al corte del suelo

$\Delta l_i$  .- Longitud de la base de la dovela

$\sum T_i$  .- Fuerza tangencial en la base de la dovela

Para los taludes mostrados en las figura 71 , se analizaron diferentes superficies de falla rotacional; en las mismas figura se han anotado los factores de seguridad encontrados observandose que resultan admisibles.

### **Empujes Sobre Muros Rígidos Perimetrales**

Los muros perimetrales de los cajones de cimentación, deberán ser diseñados o revisados para resistir los empujes mostrados en las figuras 72, los que se calcularon considerando la suma de los siguientes efectos:

- a).- La presión que ejerce la masa de suelo en condiciones de reposo, obtenida como el producto acumulado del peso volumétrico total por los espesores en que estos se consideran del mismo valor afectados por un coeficiente de presión de tierras en reposo igual a 0.6.
- b).- La acción de una sobrecarga uniformemente repartida de 3.0 ton/m<sup>2</sup> para las colindancias con estructuras de dos y tres niveles y de 1.5 ton/m<sup>2</sup> para las colindancias con vía públicas.
- c).- Para tomar en cuenta sollicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa deslizante por un coeficiente sísmico de 0.4 (correspondiente a la zona del lago).



## Expansiones Elásticas

Para evaluar las expansiones elásticas máximas que ocurrirán al efectuar la excavación para alojar el cajón de cimentación, se empleó el criterio de Streinbrenner y los módulos de elasticidad en expansión, obtenidos de correlacionar las propiedades índice de los materiales de interés con las de otros semejantes en los que se han determinado los módulos elásticos por métodos geosísmicos. Según este criterio, el desplazamiento vertical en la esquina de un área rectangular al descargarla por efecto de la excavación, está dado por:

$$HD = \frac{qB}{E} \left[ (1 - u^2) F_1 + (1 - u - 2u^2) F_2 \right]$$

donde:

HD .- Expansión debida a una capa de espesor D

q .- Descarga uniforme por excavación

B .- Ancho del área descargada

F<sub>1</sub> y F<sub>2</sub> .- Coeficientes que dependen de D/B y L/B

D .- Espesor del estrato considerado

L .- Longitud del área descargada

E .- Módulo de elasticidad del suelo

u .- Relación de Poisson

Para un sistema de estratos la expresión toma la siguiente forma:

$$H = HD_1 (E_1, u_1) + [HD_2 (E_2, u_2) - HD_1 (E_2, u_2)] + \dots + [HD_n (E_n, u_n) - HD_{n-1} (E_n, u_n)]$$

Considerando un valor del módulo de elasticidad de 800 ton/m<sup>2</sup> para los materiales entre 2.35 y 6.0 m de profundidad, de 500 ton/m<sup>2</sup> entre 6 y 13 m. de profundidad, de 700 ton/m<sup>2</sup> entre 13 y 15 m. de profundidad, de 600 ton/m<sup>2</sup> entre 15 y 20 m. de profundidad y una relación de Poisson de 0.5, se obtuvo que la expansión elástica para un área de 14.4 x 17.6 m., con una excavación a 2.30 m. de profundidad, será de 4.8 cm. al centro de la excavación, la cual resulta admisible.

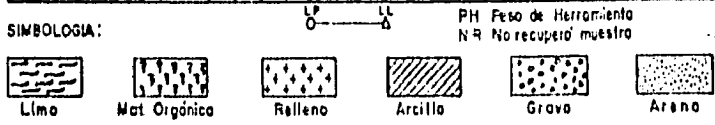
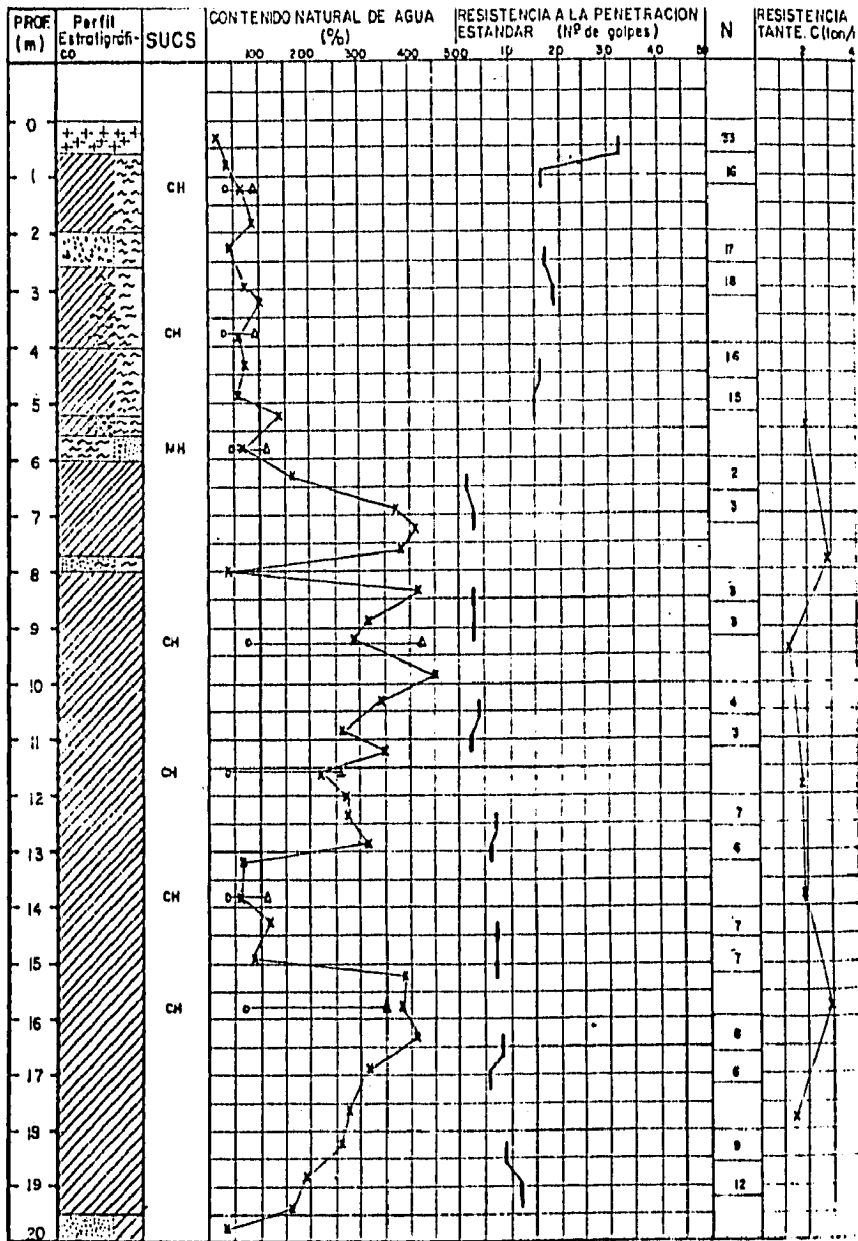
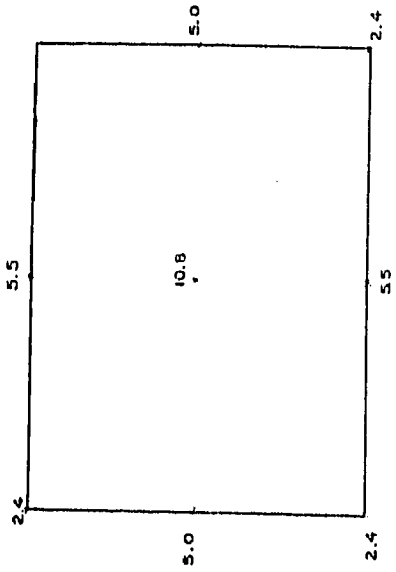


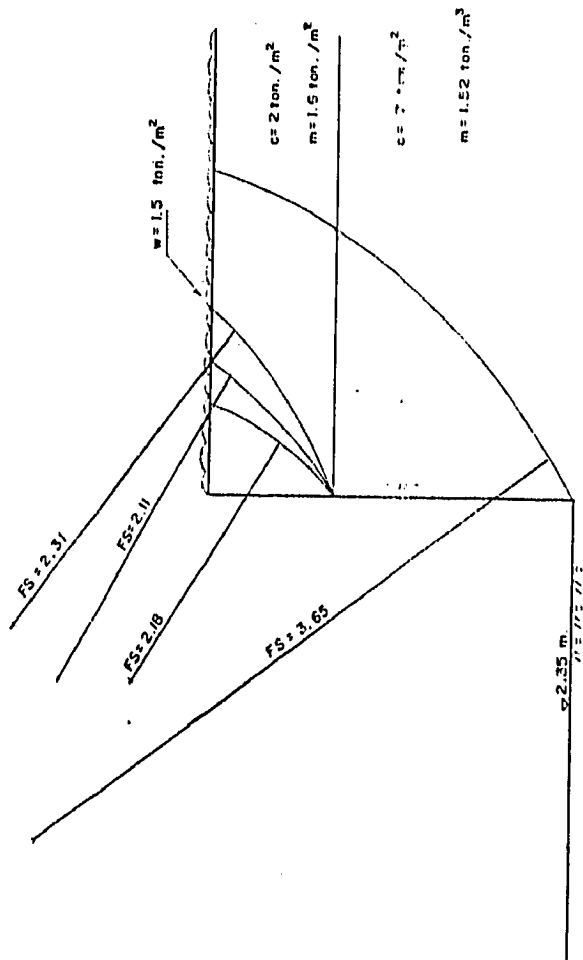
FIGURA 69



Asentamientos en cm.

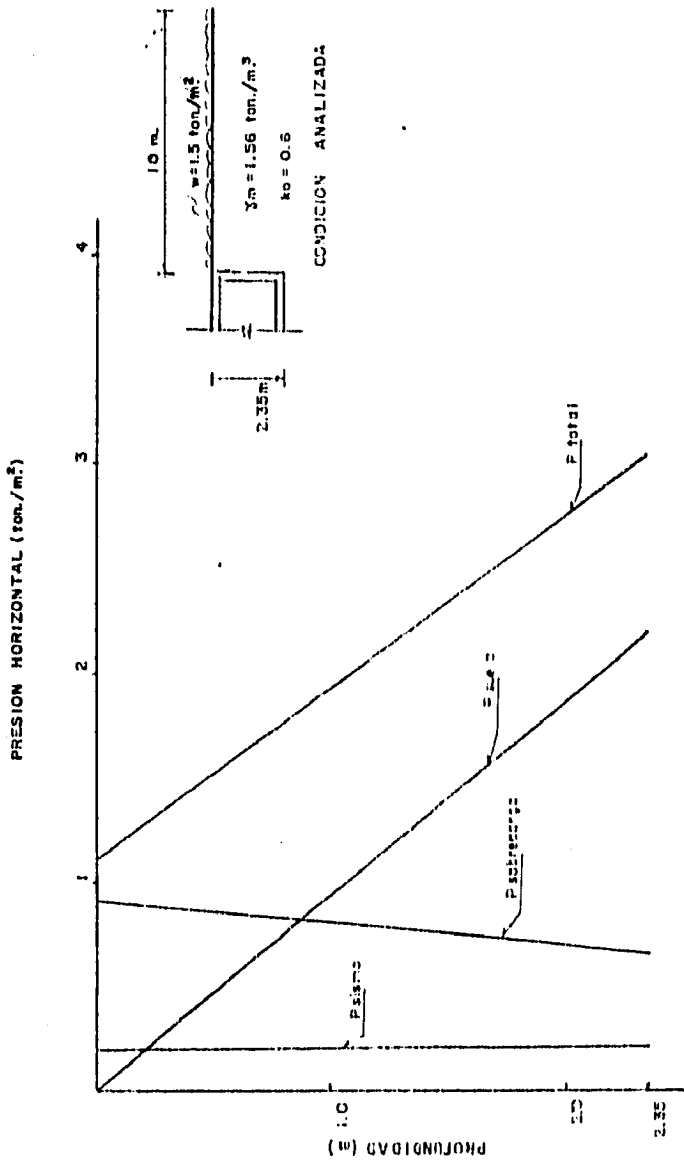
### ASENTAMIENTOS

FIG. 70



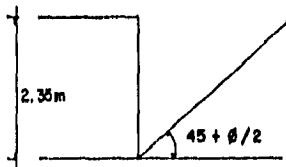
ESTABILIDAD DE TALUDES

FIG. 71



DISTRIBUCION DE PRESIONES SOBRE MUROS RIGIDOS  
 (COLINDANCIA CON VIA PUBLICA)

COMPONENTE HORIZONTAL POR SISMO

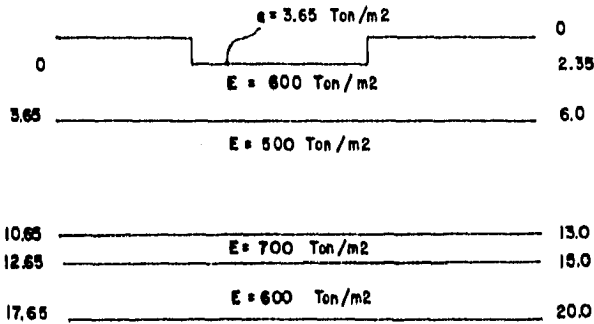


$\phi = 20^\circ$   
 $\tan 55^\circ = \frac{2.35}{X} \quad X = \frac{2.35}{\tan 55^\circ} = 1.645$   
 $W = \frac{1.645 \times 2.35}{2} \times 1 \times 1.56 = 3.01 \text{ Ton}$

COMPONENTE HORIZONTAL =  $\frac{W \times C}{3} = 0.40 \text{ Ton}$

PRESION HORIZONTAL =  $\frac{0.40}{2.35 \times 1} = 0.17 \text{ Ton/m}^2$

CALCULO DE EXPANSIONES



$\Delta H = \frac{qB}{E} [(1 - \nu^2) F_1 + (1 - \nu - 2\nu^2) F_2]$

EN EL CENTRO  $B = 7.2 \text{ m}$   $L = 8.65 \text{ m}$

$\Delta H = \frac{19.71}{E} F_1$

Prof. (m)	L/B	Z/B	E	F <sub>1</sub>	ΔH
0 - 3.65	1.20	0.51	600	0.045	0.0011
0 - 10.65	1.20	1.48	500	0.23	0.0073
0 - 3.65	1.20	0.51	500	0.045	
0 - 12.65	1.20	1.76	700	0.25	0.0006
0 - 10.65	1.20	1.48	700	0.25	
0 - 17.65	1.20	2.45	600	0.34	0.0029
0 - 12.65	1.20	1.76	600	0.25	
					0.0119

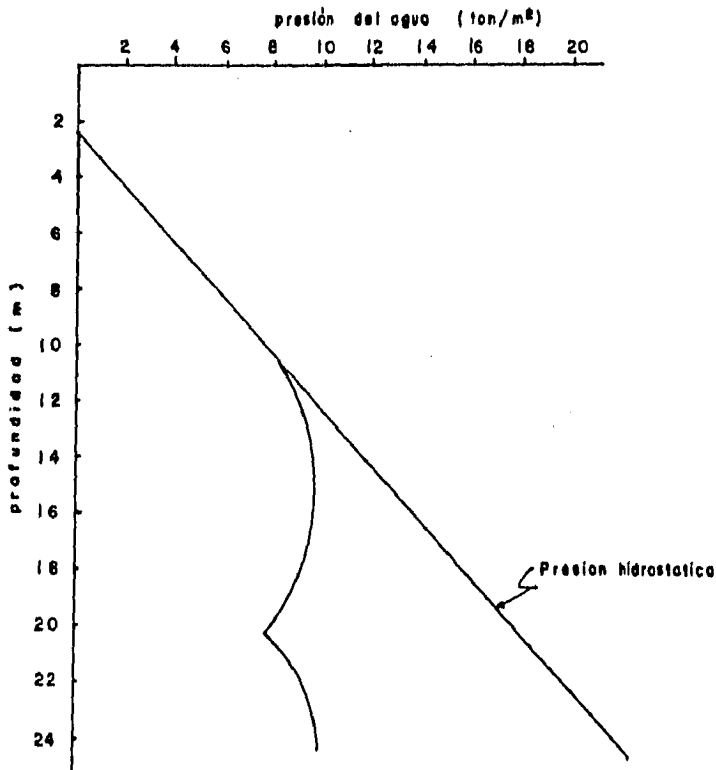
$\Delta H = 4 \times 0.0119 = 0.0476 \text{ m}$

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS DEBIDOS A PESO PROPIO

Prof. ( m )	Espesor ( m )	$\gamma_m$ ton/m <sup>3</sup>	$\sigma_u$ parcial ton/m <sup>2</sup>	$\sigma_u$ total ton/m <sup>2</sup>	p agua ton/m <sup>2</sup>	$\bar{\sigma}_v$ ton/m <sup>2</sup>	$\bar{\sigma}_h$
0.0 - 0.60	0.60	1.60	0.96	0.96	0.00	0.96	0.58
0.60 - 2.00	1.40	1.60	2.10	3.06	0.00	3.06	1.84
2.00 - 2.60	0.60	1.70	1.02	4.08	0.20	3.88	2.19
2.60 - 5.00	2.40	1.40	3.36	7.44	2.60	4.84	
5.00 - 6.00	1.00	1.30	1.30	8.74	3.60	5.14	
6.00 - 7.80	1.80	1.20	2.16	10.90	5.40	5.50	
7.80 - 8.00	0.20	1.56	0.31	11.21	5.60	5.61	
8.00 - 13.00	5.00	1.16	5.80	17.01	9.40	7.61	
13.00 - 15.00	2.00	1.25	2.50	19.51	9.60	9.91	
15.00 - 19.00	4.00	1.20	4.80	24.31	8.50	15.81	
19.00 - 20.00	1.00	1.70	1.70	26.01			

NAF = 2.4 m

2.35



CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA

$$R = [C N_c F_r + D_f] A_l$$

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_f/B + 0.25 B/L)$$

$$B = 14.4 \text{ m}$$

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 \times 2.4/14.4 + 0.25 \times 14.4/17.6)$$

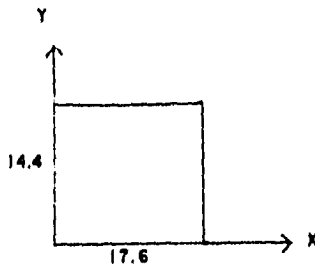
$$L = 17.6 \text{ m}$$

$$D_f = 2.4 \text{ m}$$

$$N_c = 5.14 (1.246) = 6.40$$

$$R = [2 \times 6.4 \times 0.7 + 1.56 \times 2.3] 253.44$$

$$R = 3180.16 \text{ ton.}$$



$$I_y = \frac{b h^3}{12} = \frac{14.4 \times 17.6^3}{12} = 654.1 \text{ m}^4$$

$$I_x = \frac{b^3 h}{12} = \frac{17.6^3 \times 14.4}{12} = 4379.4 \text{ m}^4$$

$$P = \frac{Q}{A} + \frac{M_x y}{I_y} + 0.3 \frac{M_y x}{I_x} = 6 + \frac{1883.7 (8.8)}{6542.1} + 0.3 \frac{(1883.7) 7.2}{4379.4} = 8.46 \text{ ton/m}^2$$

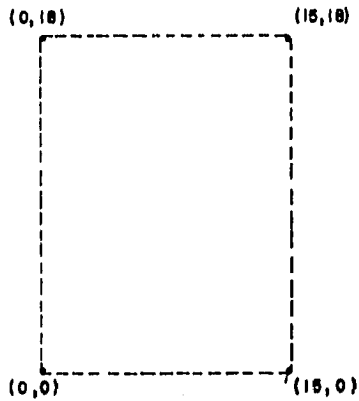
$$P = \frac{Q}{A} + \frac{M_y x}{I_x} + 0.3 \frac{M_x y}{I_y} = 6 + \frac{1883.7}{4379.4} 7.2 + 0.3 \frac{(1883.7) 8.8}{6542.1} = 8.85 \text{ ton/m}^2$$



DATOS PARA EL CALCULO DE ASENTAMIENTOS.

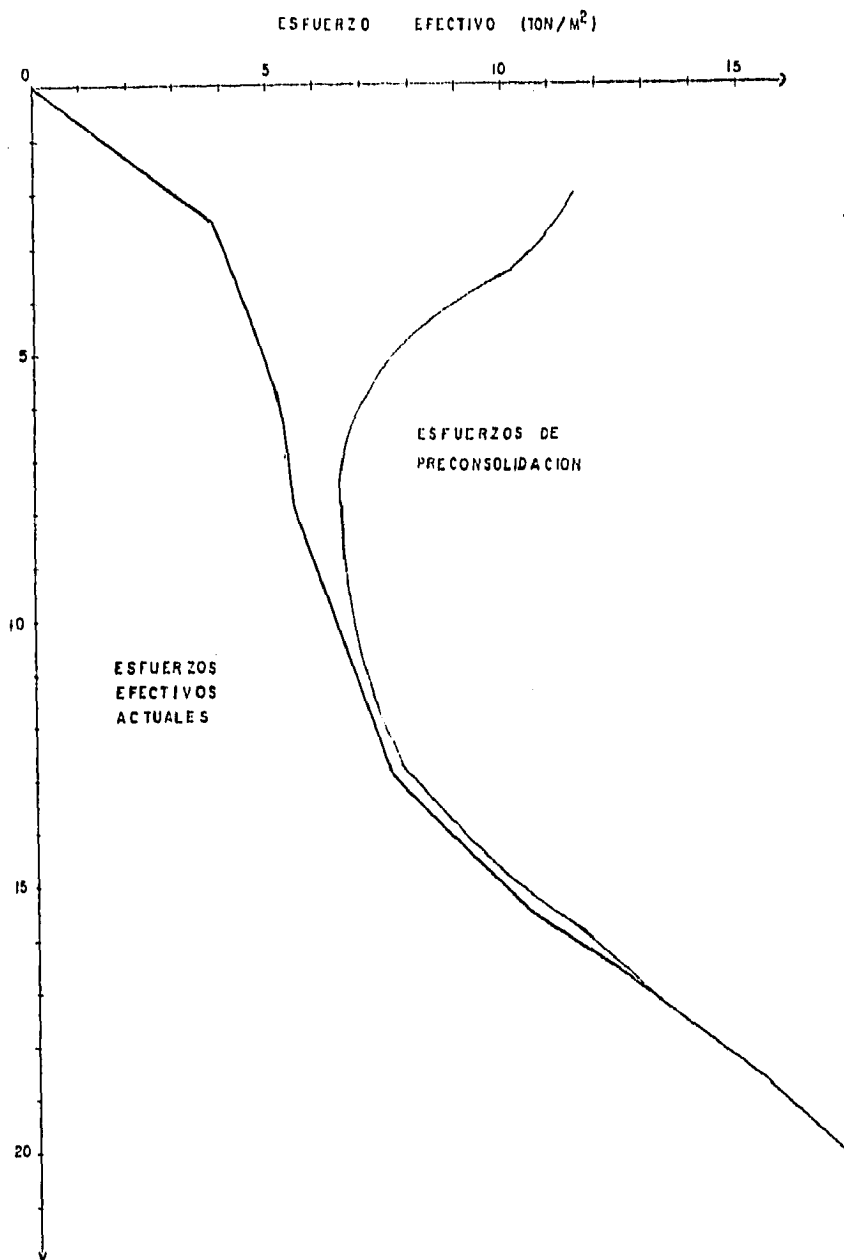
ESTRATO	Co	$\bar{P}_o$	$\bar{P}_c$	Cs	Cc	H	Zm.
1	1.7	4.3	9.6	0.04	0.70	2.6	3.7
2	3.1	4.9	7.6	0.15	2.25	0.5	5.25
3	8.1	5.6	6.6	0.45	6.6	5.0	8.0
4	6.2	7.1	7.3	0.35	4.7	2.5	11.75
5	1.9	8.7	9.0	0.08	1.1	2.0	14.0
6	8.0	11.4	11.7	0.5	6.75	2.0	16.0
7	6.0	14.0	14.0	0.32	4.2	1.5	17.75
8	4.0	15.8	15.8	0.20	2.7	1.0	19.0

Df = 2.4 m.



PUNTOS DE INTERES

- ① (0,0)
- ② (7.5,0)
- ③ (0,4.5)
- ④ (7.5,4.5)
- ⑤ (0,5)
- ⑥ (7.5,9)
- ⑦ (8.75,4.5)

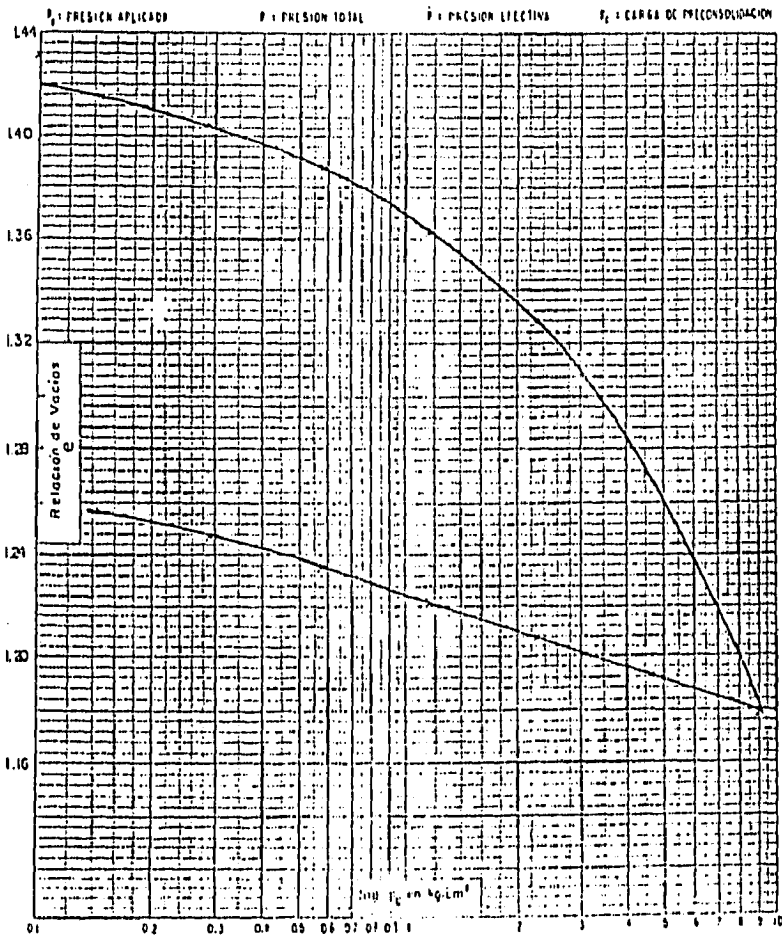


Laboratorio de Mecánica de Suelos  
**PRUEBA DE CONSOLIDACION**

Obra N° \_\_\_\_\_ Sondeo MIXTO, 5M-1 Localización \_\_\_\_\_

SÍMBOLO MUESTRA PROFUNDIDAD (m)  $w$  (%)  $e_0$   $S_r$  (%)  $\rho$  (kg/cm<sup>3</sup>)  $\rho_s$  (kg/cm<sup>3</sup>)  $\rho_w$  (kg/cm<sup>3</sup>)

6 3.20 - 4.00 54.6 1.4 9.4 1.0

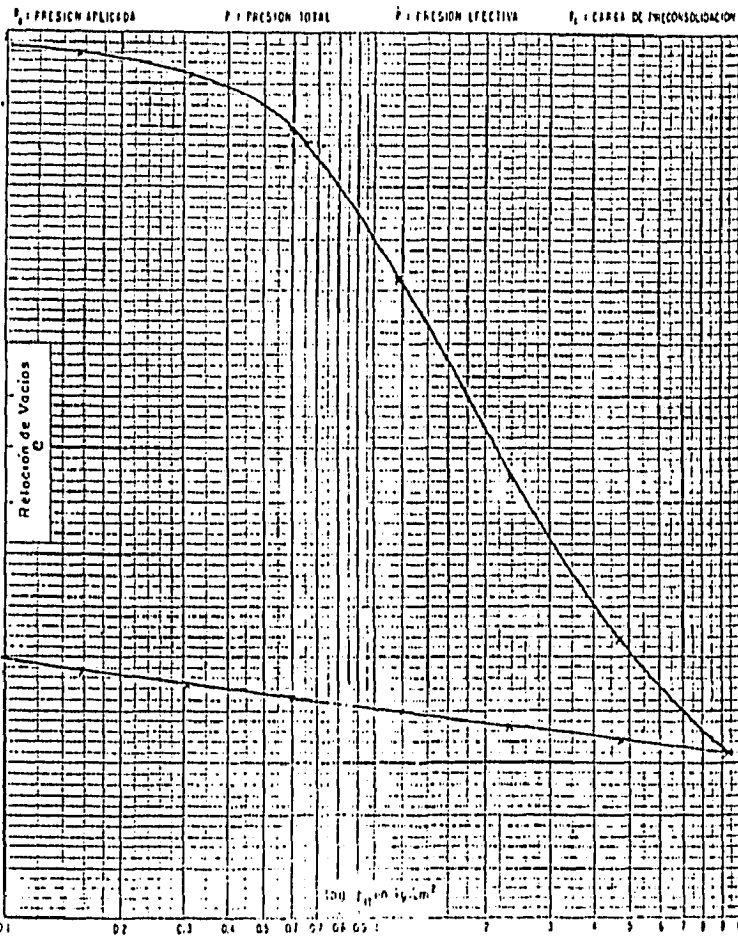


Laboratorio de Mecánica de Suelos  
**PRUEBA DE CONSOLIDACION**

Obra N° \_\_\_\_\_ Sondeo MIXIO, SA-1 Localización \_\_\_\_\_

SÍMBOLO MUESTRA PROFUNDIDAD  $\omega$  (%)  $C_u$   $S_u$  (%)  $p$  (kg/cm<sup>2</sup>)  $\beta$  (kg/cm<sup>2</sup>)  $\rho_c$  (kg/cm<sup>3</sup>)  
 (m)

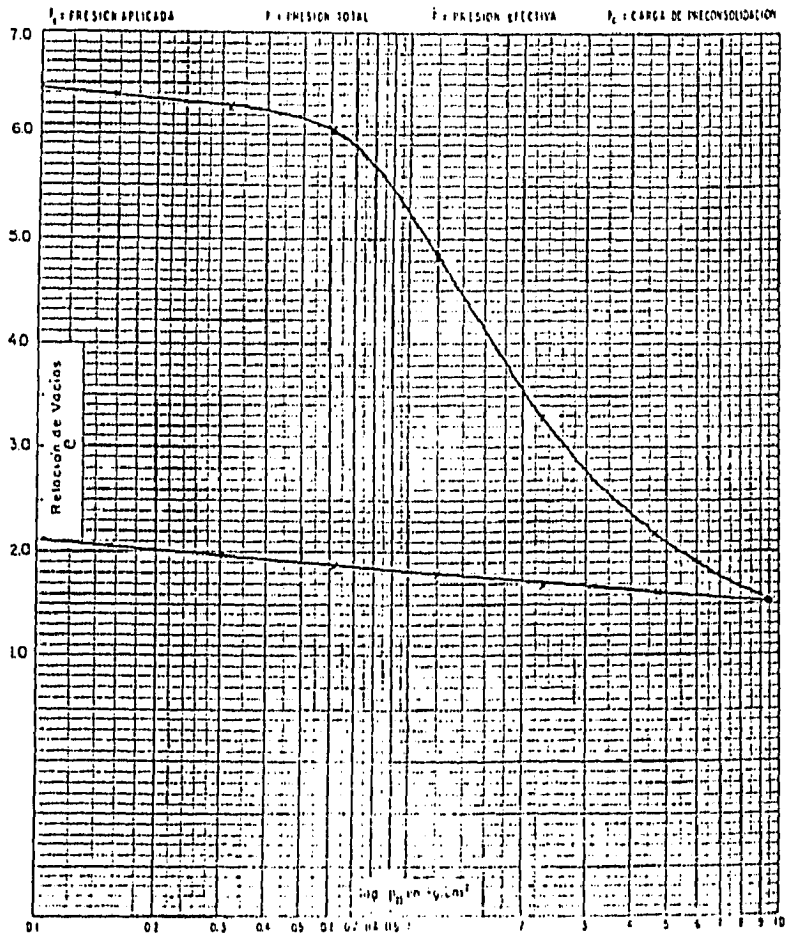
→ 12 7.30 - 7.80 339 9.5 99 0.65



Laboratorio de Mecánica de Suelos  
**PRUEBA DE CONSOLIDACION**

Obra N° \_\_\_\_\_ Sondeo MIXTO SA-1 Localización \_\_\_\_\_

SÍMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	w (%)	v <sub>0</sub>	Si (%)	p (kg/cm <sup>2</sup> )	p̄ (kg/cm <sup>2</sup> )	p <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
1	4	1.8	11.20	-12.00	2.50	6.5	9.9	0.72

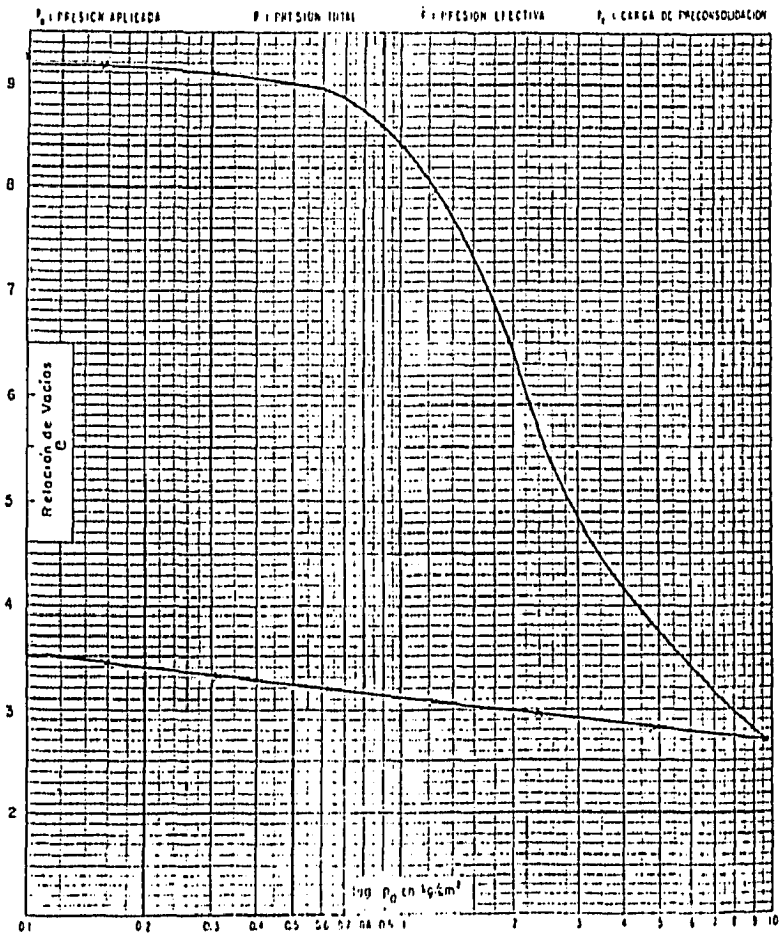


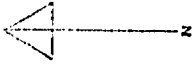
Laboratorio de Mecanica de Suelos  
**PRUEBA DE CONSOLIDACION**

Obra N° \_\_\_\_\_ Sondeo 94 - 1 Localización \_\_\_\_\_

SÍMBOLO MUESTRA PROFUNDIDAD (m)  $\omega$  (%)  $e_0$   $S_r$  (%)  $p$  (kg/cm<sup>2</sup>)  $\beta$  (kg/cm<sup>2</sup>)  $\rho_c$  (kg/cm<sup>3</sup>)

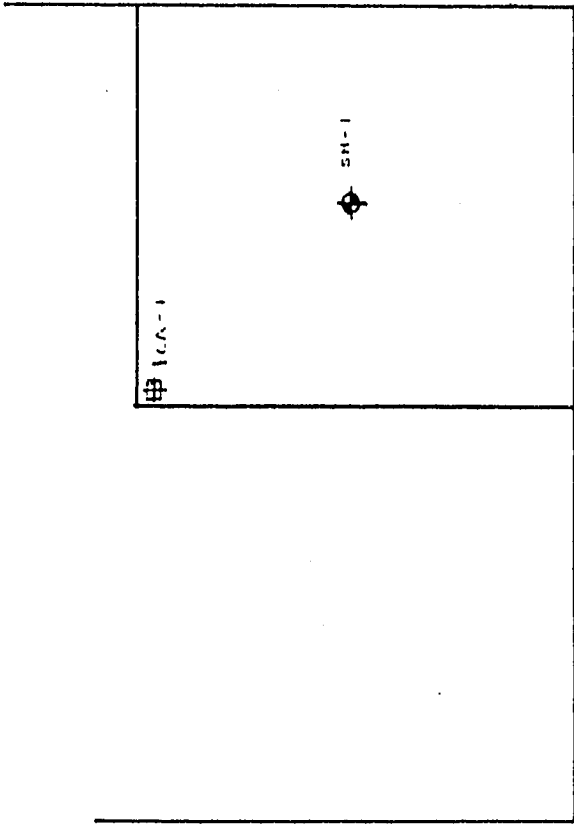
21 15.20 - 16.00 406 93 99 1.1





☒ POZO A CIELO ABERTO

⊕ SONDEO MIXTO



## **CAPITULO V**

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

El presente tema de tesis se presenta con la finalidad de proporcionar material didáctico y facilitar el trabajo de investigación cuando se tenga que efectuar una cimentación por el método de compensación, así mismo se proporcionan estudios previos, con la finalidad de elegir el tipo de cimentación más adecuado, el cual cumpla con todas las necesidades de un proyecto, tales como seguridad, funcionalidad y economía.

Para poder llevar a cabo lo anterior, es necesario conocer los diferentes tipos de cimentación existentes y las características particulares de cada uno, así como del subsuelo en la cual será desplantada la estructura de cimentación. Dependiendo de la magnitud de la edificación será necesario realizar estudios de mecánica de suelos para conocer las propiedades físicas y mecánicas de los suelos explorados.

Para la realización del diseño de algún tipo de cimentación que se adecuó y satisfaga con su objetivo principal que es de mantener la verticalidad estructural, evitando los asentamientos uniformes y diferenciales, es necesario conocer las características particulares del proyecto, tales como plantas arquitectónicas, estructurales, uso que se le dará a la edificación y zona en la que se encuentra entre otras. Lo anterior con el fin de conocer las cargas estáticas y dinámicas a las cuales estará sujeto el suelo.

Una vez finalizado un proyecto de edificación se conoce la magnitud de las cargas que serán distribuidas en cada uno de los puntos de una masa de suelo a través de la cimentación. Sin embargo las teorías hasta ahora presentadas distan de proporcionar valores exactos, pero proporcionan parámetros para calcular de manera aproximada los asentamientos que pudieran presentarse, para lo cual aplica ciertos factores de seguridad.

Para el caso de las cimentaciones compensadas es recomendable utilizar para la distribución de cargas, el método de Newmark, debido a que en la mayoría de los casos las cargas a distribuir son de diferentes magnitudes dentro de la misma área de cimentación. El método de Newmark, por ser un método gráfico, es fácil de usar para evaluar de manera sencilla los esfuerzos que induce la estructura con diferentes cargas, en todos los puntos de una masa de suelo.



El cálculo de las cargas a las que estará sometida la estructura de cimentación es de suma importancia para la determinación del tipo de cimentación, ya que la magnitud y la forma en que se presentan proporcionan parámetros para determinar el área de cimentación capaz de soportar las cargas, una vez obtenida la capacidad de carga del suelo.

Cuando las presiones transmitidas al suelo, provocan deformaciones excesivas, es necesario recurrir a algún método que pueda reducirlas, como es la compensación de esfuerzos. Las cimentaciones compensadas se utilizan generalmente en suelos que presentan una compresibilidad mediana, alta o muy alta, con baja capacidad de carga, con un índice de compresión que va desde 0.2 hasta más de 0.4. Dependiendo de las presiones a compensar, se determina el tipo de cimentación a utilizar tal como parcialmente compensada, totalmente compensada y sobrecompensada.

Una vez determinada la carga a compensar, se determinará la profundidad de la excavación, para lo cual el peso del suelo se calcula (para un cajón de cimentación impermeable), con la diferencia del peso del suelo excavando y el peso del volumen de agua, lo cual nos da como resultado la presión efectiva del suelo. Si el cajón de cimentación fuese permeable únicamente se considerará el peso del suelo excavado.

Como se vio en el capítulo IV, los principales problemas que aquejan a este tipo de cimentación son el proceso de excavación el cual abarca el abatimiento del nivel de aguas freáticas y la estabilidad de taludes, el proceso constructivo del cajón de cimentación y el mantener vacío el cajón todo el tiempo. En las cimentaciones parcialmente compensadas, estos problemas son de gran trascendencia, sin embargo realizando los cálculos correspondientes se puede evitar el mal funcionamiento de la estructura de cimentación, evitando asentamientos uniformes o diferenciales. Este tipo de cimentación es utilizado cuando el suelo permite una cierta capacidad de carga, como son las arcillas preconsolidadas, a las cuales se les puede aplicar una presión por arriba de la previamente existente, cuidando que dicho exceso no afecte la rama virgen de la curva de compresibilidad y dentro de la rama de recompresión. Dicha capacidad de carga unida a la compensación permiten mantener la verticalidad de las edificaciones. El análisis de asentamientos que pudiera producir las presiones no compensadas se realiza usando la teoría de consolidación de Terzaghi, la cual obliga a efectuar excavaciones a la profundidad necesaria para compensar dichas presiones.

No obstante se debe de verificar que a niveles próximos a la cimentación no existan estratos muy compresibles a los cuales pudiera llegar la influencia de carga de la cimentación, pues se vería afectada la rama virgen de la curva de compresibilidad.

Las cimentaciones totalmente compensadas se utilizan en suelos altamente compresibles y normalmente consolidados a los cuales no puede dárseles ninguna presión en añadidura de la previamente existente, pues de presentarse dicho incremento, actuaría directamente sobre la rama virgen de la curva de compresibilidad provocando asentamientos excesivos.

Al igual que en las cimentaciones totalmente compensadas las cimentaciones sobrecompensadas se utilizan en suelos altamente compresibles y normalmente consolidados. Este tipo de cimiento se realiza con fines prácticos, en los cuales se aprovecha el volumen vacío producto de la excavación, tal es el caso del hotel Niko, el cual ocupa el vacío con tres niveles de estacionamiento. De la misma manera el estacionamiento que se encuentra frente al palacio de Bellas Arte, El Metro subterráneo de la Ciudad de México, entre otros, los cuales debido a la falta de espacio sobre superficie recurren a la excavación como un método de ganar área libre para cubrir sus necesidades.

En las cimentaciones compensadas cualquiera que sea el tipo, es necesario mantener el cajón de cimentación vacío, para lo cual se recomienda el uso de Impermeabilizantes en las caras exteriores del cajón. Sin embargo en base a las experiencias, es recomendable en las cimentaciones parcial y totalmente compensada, que se ocupe el volumen vacío del cajón, con cubos de unicel, para que dicho vacío no sea ocupado con agua producto de las posibles filtraciones. En las cimentaciones sobre compensadas cuando se impermeabiliza de manera cuidadosa con aditivos especiales, se deberán realizar los estudios necesarios para evitar el fenómeno de flotación de la estructura, así como realizar la excavación con un proceso constructivo adecuado.

La experiencia fundamental de este trabajo de tesis fue haber reforzado los conocimientos obtenidos de las horas que los profesores dedicaron a nuestra formación profesional, de igual manera surgieron nuevas interrogantes, las cuales contribuyeron a una investigación más detallada, por lo que fue necesario profundizar el estudio en cada uno de los capítulos y sintetizar la información de tal forma que resultara un trabajo útil y práctico para determinar la factibilidad de proponer cimentaciones de tipo compensado. Dicha investigación amplió los conocimientos teóricos, tales como la aplicación de las diferentes teorías que encierra la geotécnica, sin embargo dichos conocimientos se complementan con la experiencia en campo, la cual permite proponer soluciones a algunos problemas que sería difícil resolverlos en gabinete por el desconocimiento de los mismos.

Algunas de las soluciones acerca del comportamiento de los suelos que la geotécnica presenta distan de proporcionar valores exactos debido a la complejidad que los mismos presentan, por lo cual es indispensable que se unificquen experiencias y se apoyen en la investigación para desarrollar los estudios que la fecha se tienen.

## BIBLIOGRAFIA

Crespo Villalaz Carlos. Mecánica de Suelo y Cimentaciones , Ed. Limusa, México 1985.

Costat J. Curso práctico de Mecánica de Suelos ,Ediciones Omega, Barcelona, España 1975.

Craig R.F. Mecánica de Suelos. Logos, Consorcio Editorial S.A. , México,1976.

Chellis Robert D. Cimentaciones Profundas. 2a. ed. Diana, (97) México 1971.

Gordon A. Fletcher, Vernon a Smoots. Estudios de Suelos y Cimentaciones en la Industria de la Construcción. Ed. Limusa , México, 1982.

Holguín G.L. Ernesto. Carlos E. Gutiérrez S, y Otros. Diseño Geotécnico de Cimentaciones , TGC Geotécnia S.A. Mexico 1992.

Juárez Badillo, Rico Rodríguez. Mecánica de Suelos. 2a. ed, Ed. Limusa, México , 1991.

Lambe T. William. Mecánica de Suelos , Ed. Limusa, México , 1983.

Lambe William T. Robert V. Whitman. Mecánica de Suelos, Ed. Limusa, México , 1991.

Peck Ralph B. Walter E. Hanson, Thomas H. Thornburn. Ingeniería de Cimentaciones , Ed. Limusa, México, 1982.

Tschebotorloff Gregory P. Mecánica del Suelo 4a. ed, Agullar S.A. de Ediciones, Madrid España, 1967.

Terzaghi Karl, Ralph B. Peck. Mecánica de Suelos en la Ingeniería práctica. 2a.ed. Ed. El Ateneo S.A, Barcelona España, 1980.

Tomlinso M.J. Diseño y Construcción de cimientos . Urmo SA de ediciones, España, 1981.

Departamento del Distrito Federal (1993), Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del D.D.F.

Departamento del Distrito Federal (1987) Norma Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, Gaceta oficial del D.D.F. Quinta época no. 40.

Iriart Balderrama Héctor (1953) Cimentaciones compensadas en la Ciudad de México , UNAM. Tesis profesional.

Ovando Shelly Efrain, Francisco Gozález Valencia (1990)  
El Subsuelo de la Cuenca del Valle de México y su relación con la Ingeniería de Cimentaciones a cinco años del sismo, SMMS, XV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos.

Rodríguez Juan Mario, Roberto Poucell Padrón. (1978)  
El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el área urbana del valle de México. SMMS, Simposio.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C.  
Agrietamiento de Suelos, Simposio México Agosto 1991.