

16  
2ej.



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**"CIMENTACIONES EN ZONAS  
DE RELLENO"**

**TESIS**

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE**

**INGENIERO CIVIL**

**PRESENTA:**

**Alejandro Avila Sánchez**



**MEXICO. D. F.**

**AGOSTO DE 1987**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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

# I N D I C E

	PAGINA
AGRADECIMIENTOS	
DEDICATORIA	
1.- INTRODUCCION .....	1
2.- PROBLEMATICA .....	3
2.1. Asentamientos .....	4
2.2. Teorías de Capacidad de Carga .....	14
3.- ALTERNATIVAS DE CIMENTACION .....	32
3.1. Zapatas .....	33
3.2. Losas y Cajones .....	43
3.3. Pilas .....	44
3.4. Pilotes .....	49
3.5. Substitución de Material .....	59
3.6. Inyecciones .....	70
4.- DISCUSION DE ALTERNATIVAS .....	94
5.- CONCLUSIONES .....	101
6.- REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS .....	104

1.- INTRODUCCION.

A causa de la gran explosión demográfica que se da actualmente en nuestro país, acentuada por la inmigración hacia las grandes ciudades, la demanda de viviendas y servicios en estas ciudades, es considerable.

La gente, al llegar a la ciudad y no encontrar viviendas, se ve en la necesidad de crear asentamientos irregulares en zonas no aptas para ellos.

Particularizando al Distrito Federal, estas zonas son las ubicadas principalmente al poniente de la ciudad, como es Santa Fe, Observatorio, Olivar del Conde, etc., están constituidas por suelos producto de rellenos artificiales o naturales no compactados, ya que antiguamente existían ahí minas de arena y grava.

Este trabajo tiene como objetivo, en primer término, ilustrar los problemas que se pueden presentar en este tipo de suelos, al desplantar una estructura sin los estudios adecuados de mecánica de suelos.

Posteriormente, se expondrán las diferentes alternativas de cimentación existentes y en base a es--

tas, escoger la más adecuada al tipo de suelo en ques  
tión, tratando de que sea económica y que trabaje -  
eficientemente de acuerdo con las características del  
terreno. Pero, si no se encuentra la cimentación ade  
cuada, la opción más viable, es ocupar el predio --  
para fines diferentes del inicial, o incluso, se pue-  
de llegar a desechar debido a la gran inestabilidad -  
que presenta.

Finalmente, se darán las conclusiones a las que  
se llegó, al desarrollar el presente trabajo.

## 2.- PROBLEMATICA.

A continuación se tratan los conceptos fundamentales que se utilizan para proyectar y construir cimentaciones en general. Posteriormente se discute la problemática de las cimentaciones sobre rellenos no controlados.

Los principios básicos son los de la Geotecnia, de esta manera el contenido teórico de este trabajo es relativamente común a diferentes tipos de estructuras; en donde aparecen diferencias importantes entre ellas es en la información que proviene del campo experimental, sea de la observación del comportamiento de cimentaciones construidas, del estudio de modelos o del análisis de pruebas de campo.

Una cimentación es en realidad el resultado de la superposición de dos problemas diferentes, asentamientos [deformaciones] y resistencia o capacidad de carga; el segundo responderla a la pregunta de que es fuerza puede transmitir el cimiento o conjunto de ellos al terreno, sin sobrepasar la resistencia de éste, es decir, sin provocar una falla. El primero contestaría a la no menos importante cuestión de que deformaciones va a sufrir el suelo, y por ende, la cimentación, al aplicarse tales esfuerzos.

Las teorías de capacidad de carga y los métodos de análisis de asentamientos (o expansiones) son la contribución medular de la Geotecnia al problema de las cimentaciones.

A continuación se dará una explicación más profunda de los conceptos arriba mencionados, que son: los asentamientos y las teorías de capacidad de carga.

## 2.1. ASENTAMIENTOS.

Cuando se va a construir una estructura, cualquiera que sea, es necesario tomar en consideración cual es el tipo de suelo existente, para que en base a ello, escoger una alternativa óptima de cimentación como pueden ser zapatas aisladas, corridas, losa, etc.

Esto es fundamental, ya que se debe evitar al máximo que se lleguen a presentar asentamientos diferenciales o totales, que puedan llegar a causar problemas a la estructura, como son grietas, hundimientos, etc.

Los asentamientos diferenciales, son aquellos que rompen con la continuidad de la estructura, ya que al asentarse sólo una parte, y si no se escogió la cimentación adecuada, le causa grietas de tensión o compresión a los elementos de la misma, provocándole fractu-

ras o daños estructurales.

En contrapartida, los asentamientos totales, quizá no le provoquen daños considerables a la estructura, pero si hay veces que se asienta tanto que los asentamientos no son tolerables o incluso no se llegan a detener.

Las principales causas por las que se dan estos asentamientos son: consolidación de suelos compresibles, deformación de suelos producto de rellenos naturales o artificiales no compactados, terrenos en zonas minadas y sismos.

A continuación se dará una explicación breve de las causas ya mencionadas anteriormente.

a) Consolidación en suelos compresibles (saturados).

La consolidación en este tipo de suelo, por lo general arcillas, se define como el proceso de disminución del volumen, de una masa de suelo compresible, provocado por un incremento de carga que origina la expulsión de agua intersticial contenida en esa masa.

Debido a lo anterior, antes de desplantar una estructura, es necesario realizar un cálculo aproximado de la magnitud de ese asentamiento y en que tiempo se registrará. Para esto, la Mecánica de Suelos se basa



en una prueba denominada prueba de consolidación unidimensional. (1)

El objetivo de esta prueba, es el de reproducir en el laboratorio las condiciones existentes en el campo, como son los esfuerzos a que está sometido el terreno y sus condiciones de drenaje.

En base a los resultados de la prueba, se forma la curva de compresibilidad que liga la relación de vacíos "e" con las presiones aplicadas, y tiene aproximadamente la forma mostrada en la figura 1.

Va una vez obtenida esta gráfica, se calcula la  $e_0$  inicial, entrando por el eje de las presiones, la cual se obtiene del terreno donde se va a calcular el asentamiento y se le denomina  $P_0$ , como se observa en la figura 2.

Una vez obtenida  $e_0$ , se procede a calcular  $e_1$ , la cual resulta de calcular  $P_1$  y entrar a la gráfica en forma similar de como se obtuvo  $e_0$ .

Con estos valores, se procede a determinar la magnitud del hundimiento con la siguiente fórmula:

$$\Delta H = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \cdot H = \text{Hundimiento Total}$$

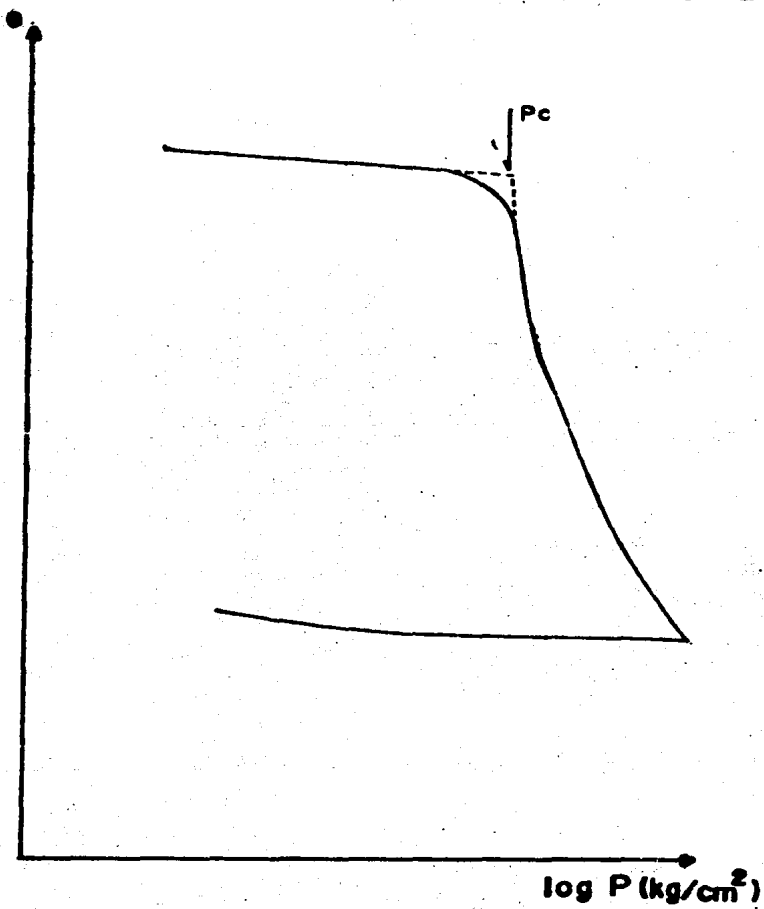
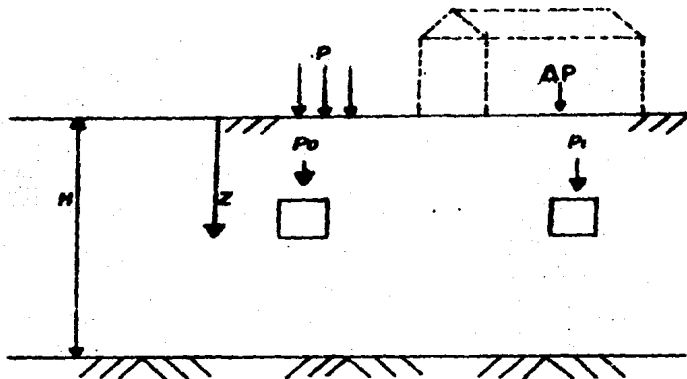


FIG.1.- CURVA DE COMPRESIBILIDAD. (15)



**H** : ESPESOR DEL ESTRATO COMPRESIBLE.  
**Z** : PROFUNDIDAD A LA QUE ESTA SITUADA LA MUESTRA.  
**P** : ESFUERZO INICIAL SOBRE EL TERRENO (SIN SOBRECARGA).  
 $\gamma$  : PESO VOLUMETRICO DEL MATERIAL.  
 **$\Delta P$**  : SOBRECARGA AL SUELO  
 $P_0 = \gamma Z$  ESFUERZO VERTICAL ACTUANTE  
 $P_i = P_0 + \Delta P$

**FIG.2.—ESFUERZO INICIAL E INCREMENTO DE DICHO ESFUERZO POR UNA SOBRECARGA APLICADA AL SUELO. (15)**

y para calcular el tiempo aproximado en que va a ocurrir este asentamiento se tiene la siguiente fórmula:

$$T = \frac{K(1+e)}{a_v \cdot \gamma_w} \frac{t}{H^2}$$

Donde:

$a_v = \frac{e}{p}$  : Coeficiente de compresibilidad

$\gamma_w$  : Peso volumétrico del agua

T : Factor tiempo

K : Coeficiente de permeabilidad del estrato

t : Tiempo en que se va a registrar el hundimiento, en segundos.

Para obtener "T" se usa la tabla No. 1, mostrada en la siguiente página.

b) Deformación de suelos producto de rellenos naturales o artificiales no compactados.

En este tipo de suelos es muy difícil determinar la magnitud de los asentamientos que se van a producir, como consecuencia de la aplicación de cargas al desplazar una estructura.

Esto se debe a la gran heterogeneidad de los com-

TABLA NUM. 1 (4)

RELACION TEORICA ENTRE EL GRADO DE CONSOLIDACION  
U (%) Y EL FACTOR T

U (%)	T
0	0.000
10	0.008
15	0.018
20	0.031
25	0.049
30	0.071
35	0.096
40	0.126
45	0.159
50	0.197
55	0.238
60	0.287
65	0.342
70	0.405
75	0.477
80	0.565
85	0.684
90	0.848
95	1.127
100	$\infty$



la a cargas, saturarla y así obtener en forma aproximada la "e" mínima y con base a ello, hacer el cálculo del asentamiento total que pueda llegar a darse.

c) Terrenos en zonas minadas.

Este tipo de terreno es muy común en el poniente de la Ciudad de México, como es Santa Fé, Observatorio, Olivar del Conde, etc., ya que antiguamente existían bastantes minas de arena y grava, cuya explotación se hacía por medio de túneles que sólo seguían "la orientación de la veta".

Esto trajo como consecuencia una interminable red de cavernas, que a demás de tener muy diversas orientaciones, al paso del tiempo, sus bocas quedaron cubiertas.

Actualmente, debido a la explosión demográfica existente y a la gran migración hacia el Distrito Federal, se ha tenido una gran demanda de viviendas, por lo que en estas zonas se establecieron asentamientos humanos irregulares, en los cuales se construye sin la debida planeación y menos aún con estudios de mecánica de suelos para detectar irregularidades en el terreno, por lo que hay veces que las casas o estructuras construidas se sitúan sobre estas cavernas, causándole con

ello esfuerzos adicionales, por lo que se hace inestable el techo de la caverna, llegando el momento en que se derrumba produciéndole a las construcciones asentamientos, deformaciones y llegando incluso al colapso total.

#### d) Sismos.

Los movimientos telúricos juegan un papel importante entre las causas que provocan los asentamientos, ya que al ocurrir aquellos, se alteran las características físicas y mecánicas del suelo.

Cuando un suelo grueso, relleno, arena, grava, etc., se encuentra saturado y se le aplica una sollicitación o vibración, en este caso un sismo, se llega a presentar un fenómeno conocido como "licuación de arenas". Consiste en que al ocurrir el movimiento, las presiones de poro se incrementan, debido al reacomodamiento de las partículas sólidas del suelo, y la resistencia del mismo baja, permitiendo generar mecanismos de falla de tipo punzonamiento, local o en ocasiones de falla general. Esto trae como consecuencia que las estructuras desplantadas, sufran asentamientos bruscos y daños severos.



## 2.2. TEORIAS DE CAPACIDAD DE CARGA.

La base para el desarrollo de las teorías de capacidad de carga en suelos, fue desarrollada por Kristianovich (2), de acuerdo con el esquema mostrado en la figura 3, denominado "balanza de Kristianovich".

Consideró una balanza cuyo movimiento está regido por la fricción existente en las gulas que sostienen los platillos; sostuvo que colocando un peso relativamente ligero en un platillo, el equilibrio se mantenía gracias a la fricción desarrollada por las gulas, pero si se incrementa ese peso llega el momento en que la fricción es insuficiente para conservar el equilibrio y es necesario colocar también un peso en el otro platillo.

Ahora bien, se considera como equilibrio crítico de la balanza, el momento en que al ir agregando peso al inicial, la fricción no resiste y se rompe ese equilibrio, produciéndose desplazamiento en los platillos.

En base a esta balanza, se puede representar el equilibrio o estabilidad de las cimentaciones. En uno de los platillos se tiene un peso  $P$ , y para llegar al equilibrio es necesario encontrar su contrapartida, que en este caso será el peso  $Q$ . Para esto, podemos -

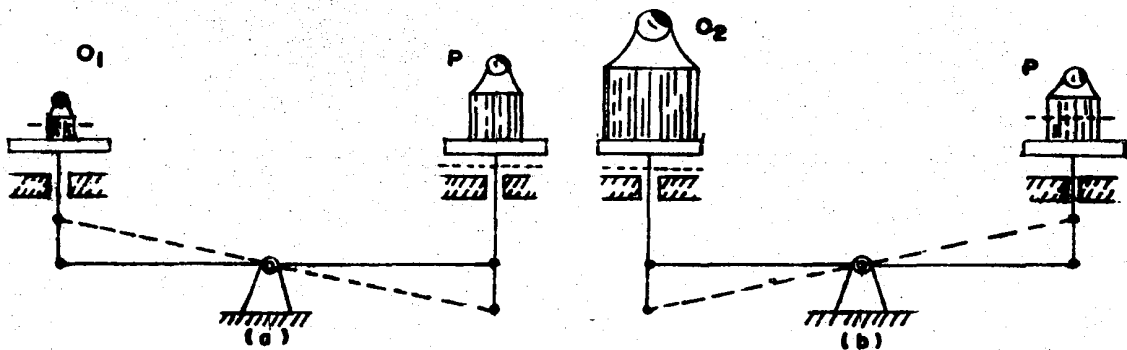


FIGURA 3.- BALANZA DE KRISTIANOVICH (2).

llegar a tener dos alternativas, la primera es que  $Q$  sea mayor que  $P$ , cuyo resultado en la balanza se muestra en la figura 3.b., y en la segunda alternativa es que  $Q < P$ , produciéndose el desplazamiento de la balanza como se puede observar en la figura 3.a.

Trasladando esta balanza a una cimentación en el campo, mediante el esquema de la figura 4, se tiene - que:

Si no existe fricción en la balanza, y que en el esquema está representada por la resistencia al esfuerzo cortante que posee el suelo, para que se conserve el equilibrio se debe cumplir que  $Q = P$ , es decir, que el esfuerzo  $q$ , transmitido por el cimientado a la profundidad,  $D_F$ , debe ser igual al esfuerzo efectivo  $V_v$ , generado por la sobrecarga del terreno a esa profundidad.

Por el contrario, si hay fricción y se condiciona que  $Q = P$ , o sea que  $q = V_v$ , entonces se tiene que la resistencia al esfuerzo cortante del terreno no se desarrolla, llegándose al caso de tener una cimentación denominada "TOTALMENTE COMPENSADA".

Regresando a las dos alternativas, pero ahora referidas a cimentaciones, en donde:  $Q$  es mayor que  $P$  y

$$F_v = \gamma D_f$$

$\gamma$  : PESO VOLUMETRICO  
DEL SUELO.

$D_f$  : PROFUNDIDAD DE  
DESPLANTE.

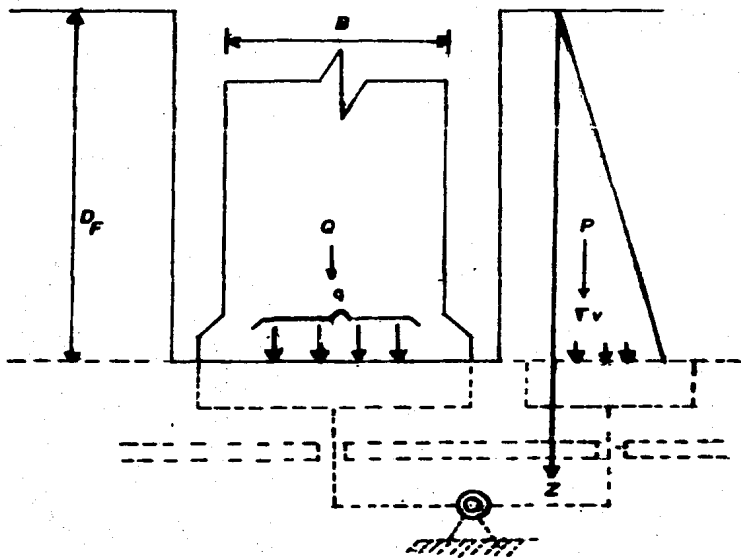


FIG.4.— ANALOGIA DE LA BALANZA DE KRIS-  
TIANOVICH CON UNA CIMENTACION  
DE ANCHO (3).

*Q es menor que P, se llegan a las siguientes conclusiones:*

a) *Cuando resulta que Q es mayor que P y se sobrepasa la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, se produce una falla llamada "FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA".*

b) *Por el contrario cuando Q es menor que P (esto puede darse cuando se realiza una excavación), trae como consecuencia la falla denominada "FALLA DE FONDO", frecuentemente ocurrida en obras reales.*

*Una vez dada la introducción anterior y en conjunto con la figura 5, se pasa a dar una breve descripción de las tres principales teorías de capacidad de carga, más universalmente usadas, como son las de Terzaghi, Skempton y Meyerhof.*

a) *Teoría de Terzaghi:*

*Terzaghi trató el caso más general del tipo de suelo, aquel que posee cohesión y fricción, y cuya ley de resistencia al esfuerzo cortante está dada por la expresión que se ilustra a continuación:*

$$S = c + \sqrt{\phantom{x}} \tan \phi$$

*donde:*

*S = Resistencia al esfuerzo cortante*

*c = Cohesión del suelo*

*$\phi$  = Angulo de fricción del suelo*

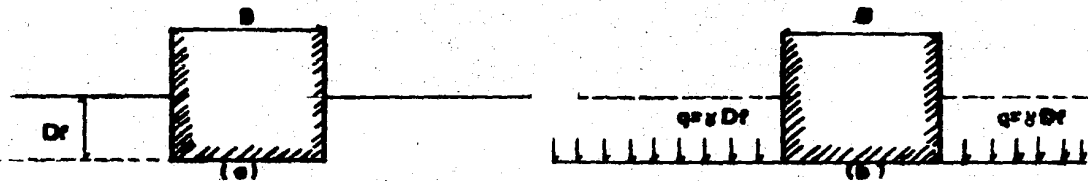


FIG.5.-EQUIVALENCIA DEL SUELO SOBRE EL NIVEL DE DESPLA-  
 TE DE UN CIMIENTO CON UNA SOBRECARGA DEBIDO  
 A SU PESO. (4).

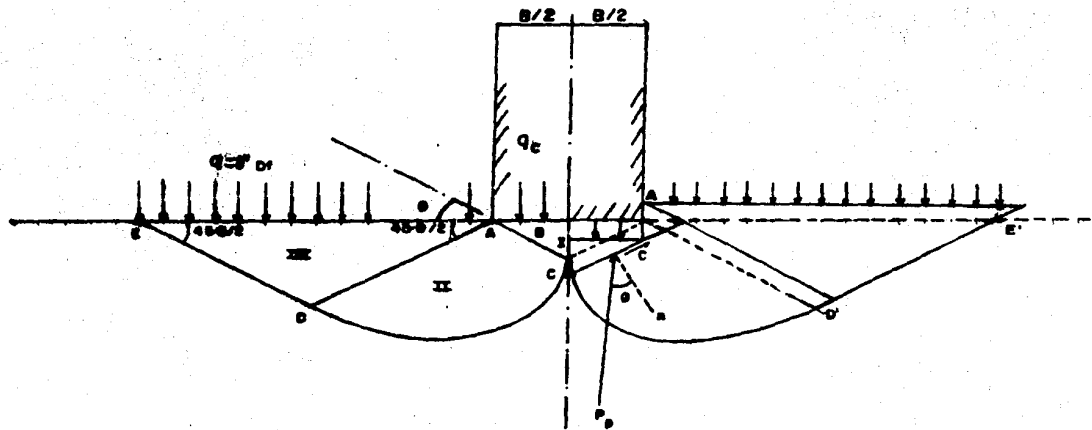
De la figura 5, Terzaghi no consideró la resistencia al esfuerzo cortante del suelo localizado por encima del nivel de desplante del cimiento,  $V_f$ , indicando que esa masa de suelo sólo influye como una sobrecarga.

El mecanismo de falla propuesto por Terzaghi, se muestra en la figura 6, el cual está dividido en dos partes, la izquierda antes de que se produzca la falla y la derecha ya una vez producida.

Este mecanismo es válido sólo para un cimiento de longitud infinita, con superficie de contacto con el suelo, rugosa y cargado en forma uniforme.

A su vez, este mecanismo tiene como base varias hipótesis que son: la ya mencionada de la sobrecarga de suelo, las líneas que delimitan la zona II se asemejan a una espiral logarítmica y aceptando que los estados de esfuerzos localizados en la zona III corresponden con los estados plásticos pasivos de Rankine; además de que la resistencia al esfuerzo cortante se traslada por toda la superficie de falla.

Desarrollando matemáticamente su modelo, Terzaghi llegó a determinar el máximo esfuerzo que puede transmitir, el cimiento al suelo, obteniéndose su magnitud con la siguiente fórmula.



**FIG.6. - MECANISMO DE FALLA DE UN CIMIENTO CONTINUO POCO PROFUNDO SEGUN TERZAGHI.(4).**



$$q_c = cN_c + \gamma D_F N_q + 1/2 \gamma B N_p \text{ ————— } 1$$

donde:

$c$ : Valor de la cohesión del suelo donde está desplantado el cimiento

$B$ : Ancho del cimiento

$\gamma$ : Peso volumétrico del suelo

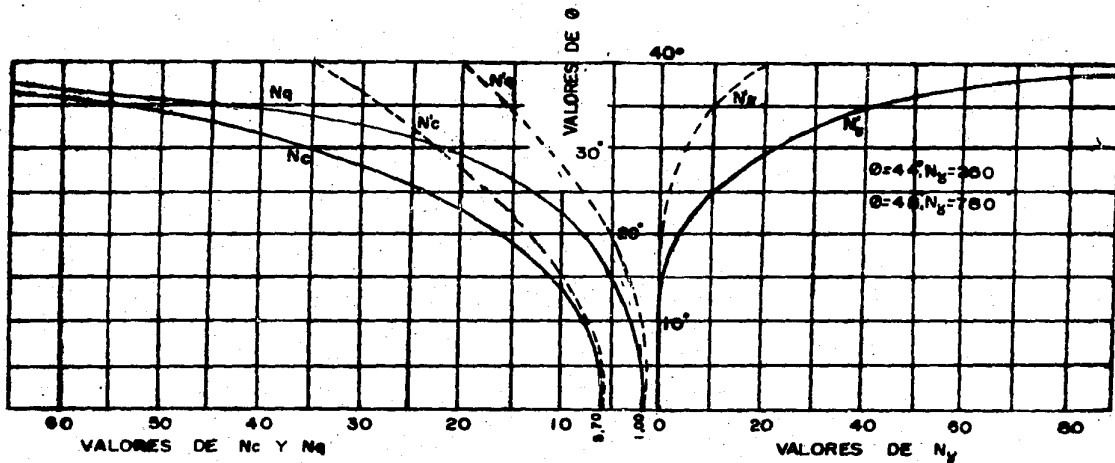
$D_F$ : Profundidad de desplante

$N_c$ ,  $N_q$  y  $N_p$ : Factores de capacidad de carga de --  
Terzaghi.

Estos últimos factores son adimensionales y están directamente relacionados con el ángulo de fricción interna del suelo,  $\phi$ , y particularmente,  $N_c$ , está relacionado con la cohesión propia del suelo,  $N_q$ , con la sobrecarga actuante y  $N_p$  con el peso del suelo existente sobre el cimiento.

Para obtener estos coeficientes, Terzaghi proporciona una gráfica, mostrada en la figura 7, producto de una serie de cálculos matemáticos.

La expresión 1 se aplica a un cimiento de longitud infinita y ancho  $B$ . Para un cimiento de sección cuadrada o circular, Terzaghi propuso las siguientes expresiones:



**FIGURA 7.—GRAFICA PARA DETERMINAR LOS FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA, PROPUESTOS POR TERZAGHI (4).**

$$q_c = 1.3 CN_c + \gamma D_F N_q + 0.4 \gamma BN_r \quad \text{Para cimiento - cuadrado}$$

$$q_c = 1.3 CN_c + \gamma D_F N_q + 0.6 RN_r \quad \text{Cimiento circ- lar}$$

R: Radio del ci miento.

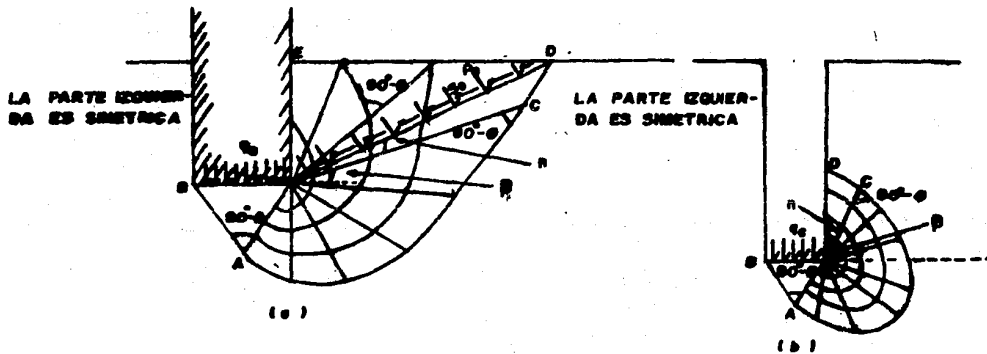
Para usar estas expresiones, la carga aplicada de be ser vertical y sin ninguna excentricidad.

b) Teoría de Meyerhof:

En su teoría, Meyerhof sí tomó en cuenta el suelo situado por encima del nivel de desplante y que rodea al cimiento, considerándolo como un medio de propaga- ción de superficie de deslizamiento.

El mecanismo de falla mostrado en la figura 8, es el propuesto por Meyerhof para un cimiento de Longitud infinita y perpendicular al plano de la hoja.

Para Meyerhof, en la porción de suelo delimitada por los puntos ABB' se presentan esfuerzos uniformes y se encuentra en estado activo de Rankine; en la zona - marcada con los puntos ABC, limitada por una línea que se asemeja a un arco de espiral logarítmica, se presen tan esfuerzos cortantes radiales; y por último la zona



**FIG.8.—MECANISMOS DE FALLA PROPUESTOS POR MEYERHOF (4)**

a) SUPERFICIAL.

b) PROFUNDO.

comprendida entre los puntos BCDE, se caracteriza por ser una zona de transición de esfuerzos, donde se presentan desde radiales hasta los correspondientes al estado plástico pasivo.

En base a lo anterior, Meyerhof propone para el cálculo de la capacidad de carga de un suelo, una expresión análoga a la de Terzaghi, mostrada a continuación.

$$q_c = CN_c + \gamma D_F N_q + 1/2 \gamma B N_{\gamma} \quad \text{Cimientos superficiales}$$

$$q_c = CN'_c + \gamma D_F N'_q \quad \text{Cimientos profundos}$$

Considerando que la expresión para cimientos profundos, sólo se utiliza cuando el pilote penetra en el estrato resistente una longitud equivalente a  $D=4\sqrt{N'_q B}$  y que la capacidad obtenida es la correspondiente a la situada en la punta del pilote, exclusivamente, sin tomar en cuenta la fricción existente en el fuste del mismo.

La diferencia entre Meyerhof y Terzaghi consiste en la obtención de los valores de los coeficientes de capacidad de carga, ya que el mencionado en primer término los obtiene de la gráfica mostrada en la figura 9.

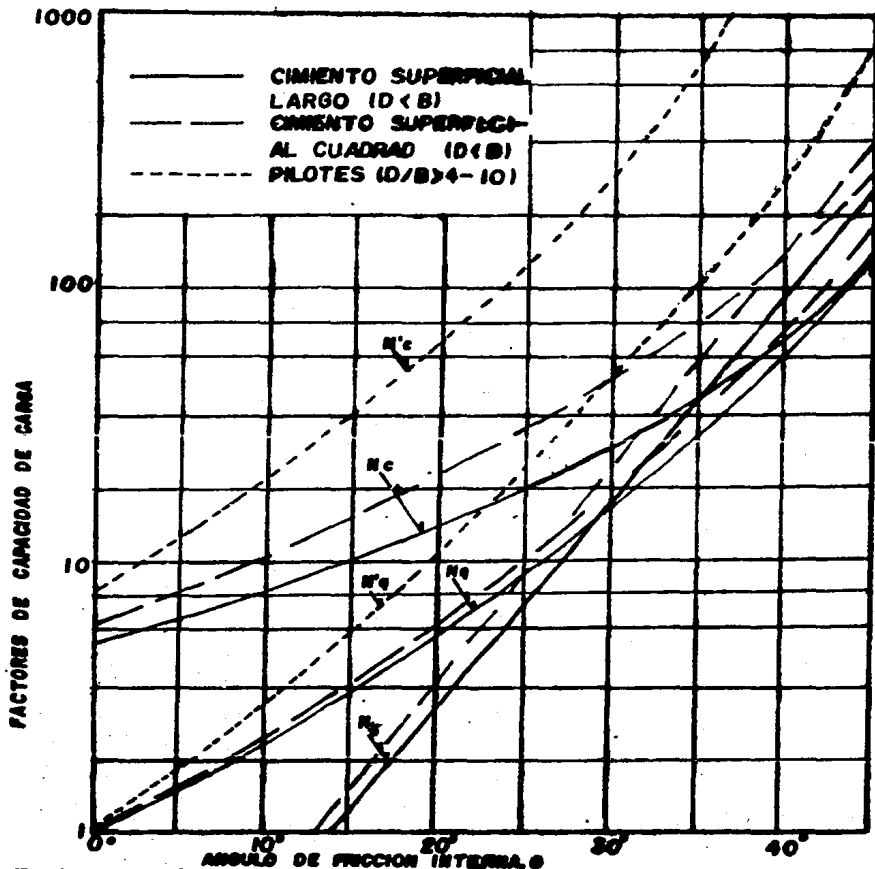


FIG. 9.— FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA, PROPUESTO POR MEYERHOF (4).

c) Teoría de Skempton:

Las dos teorías anteriores, Terzaghi y Meyerhof, son aplicables a suelos con cohesión y fricción ( $c \neq 0$  y  $\phi \neq 0$ ), en cambio Skempton particulariza su teoría a suelos puramente cohesivos ( $c \neq 0$  y  $\phi = 0$ ).

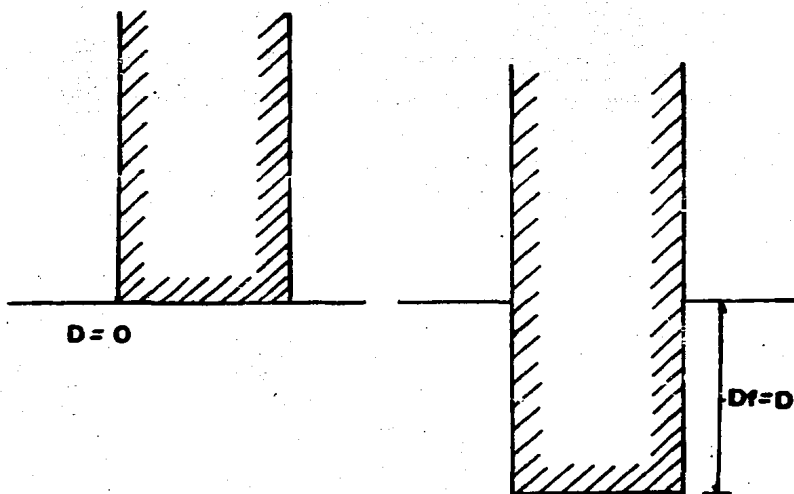
Haciendo una comparación con la teoría de Terzaghi, que cuando se refirió a suelos puramente cohesivos, no tomó en consideración la profundidad de desplante del cimiento,  $D$ , para determinar el valor de  $N_c$ , se puede llegar a calcular una capacidad de carga, similar, para dos cimientos desplantados a diferente profundidad, en el término donde interviene el valor de  $N_c$ . (Ver figura 10)

Luego de realizar estudios en suelos puramente cohesivos, llegó a una expresión análoga a la de Terzaghi para el cálculo de la capacidad de carga, mostrada a continuación:

$$q_c = CN_c + \gamma D_F \quad \phi = 0$$

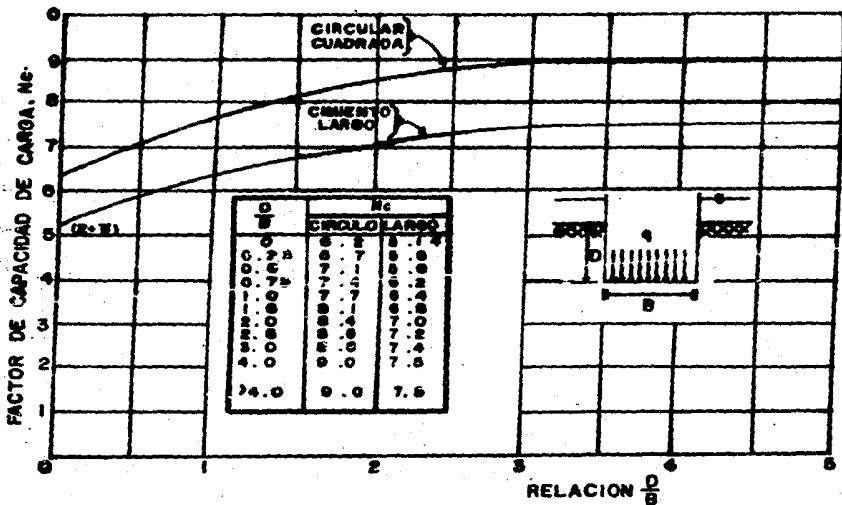
Pero Skempton también particulariza la forma de determinar  $N_c$ , el cual se obtiene de la gráfica mostrada en la figura 11.

En ésta se puede observar que el valor de  $N_c$  está



**FIGURA 10.— INFLUENCIA DE LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE EN EL VALOR DE  $N_c$ , EN SUELOS COHESIVOS. (4)**





**FIGURA II.- VALOR DE  $N_c$ , PROPUESTOS POR SKEMPTON, PARA SUELOS PURAMENTE COHESIVOS.(4)**

en función de la relación  $D/B$  del cimiento, donde  $D$  es la profundidad de desplante y  $B$  el ancho del cimiento.

Hay que mencionar una cosa muy importante, que en los suelos estratificados hay que diferenciar entre la profundidad de desplante del cimiento, pero dentro del estrato resistente,  $D$ , y la profundidad de desplante - desde el nivel del terreno natural,  $D_f$ .

### 3.- ALTERNATIVAS DE CIMENTACION.

Las cimentaciones suelen dividirse en dos grandes grupos: Superficiales y Profundas.

Las cimentaciones superficiales son aquellas en que la profundidad de desplante no excede de dos o tres veces el ancho del cimientio, sin que pueda ofrecerse un criterio más preciso para diferenciarlas, pues naturalmente no existe una frontera estricta que las delimite.

Los tipos más frecuentes de cimentaciones superficiales son las zapatas aisladas, zapatas corridas y losas de cimentación.

Cuando los estratos resistentes están más profundos, las cimentaciones adecuadas son las llamadas profundas y las más representativas son: las pilas y pilotes.

Otros métodos para cimentación de una estructura ya enfocada a los suelos producto de rellenos artificiales no compactados, son el mejoramiento de las ca-

racterísticas de ese suelo por medio de inyecciones - o sustitución del material.

A continuación se expondrán de manera más específica, todas las alternativas arriba mencionadas.

### 3.1. ZAPATAS.

Una zapata se puede definir como un cimiento que se coloca en la base de una columna o muro, teniendo como finalidad la de transmitir la carga actuante, en forma uniforme al terreno de desplante.

Existen varios tipos de zapatas, de acuerdo con el elemento que soportan, pueden ser:

#### 1.- Asiladas o individuales.

Este tipo de zapata es la que transmite la carga de una sola columna; es el más económico y eficiente en terrenos que poseen una capacidad de carga alta, - ya que aprovechan un mínimo de área y por consiguiente de volumen.

La forma geométrica más común de esta zapata, es

la de una pirámide truncada y puede construirse de varios materiales, entre otros: concreto simple, roca, - concreto armado, de fierro y de madera. Estas últimas se usan por lo general en obras provisionales. (Ver - figura 12).

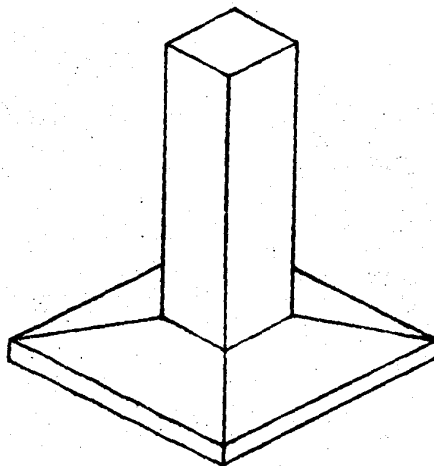
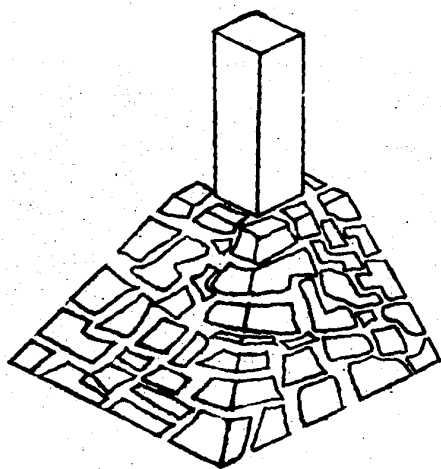
a) Cimiento de Mampostería.-

Este material es muy utilizado en construcciones ligeras y superficiales, por lo común son de piedra - braza o cualquier otro tipo, pero que resistan las condiciones del medio ambiente.

Al ir la construyendo, las piedras se deben acomodar de tal manera que se utilice el mínimo de mortero para unir las entre sí, ya que el contacto entre las - mismas debe ser lo más directo posible y su posición - tal que las cargas se transmitan normalmente a sus - caras, esto es con el fin de evitar deslizamientos.

La piedra más eficiente para estos cimientos, es la piedra angulosa, ya que por su forma, el contacto entre las piedras es máximo. Por el contrario, las mejores adecuadas son las piedras redondeadas o de río.

Es conveniente que antes de construir el cimiento, se coloque una plantilla en su base; esto se hace para evitar que los esfuerzos se concentren en el suelo, -



**FIG.12.- FORMA GEOMETRICA MAS COMUN PARA LA  
CONSTRUCCION DE ZAPATAS INDIVIDUALES (14)**

por la presencia de algunas salientes.

Cuando el cimiento es colindante, se debe desplazar a mayor profundidad que el interior, ya que las resultantes del terreno y del cimiento no son colineales y como consecuencia se crea un momento, el cual es tomado por la cadena de cimentación que se coloca encima de ellos. [Ver figura 13].

b) Cimientos de Concreto Simple.-

Se utilizan cuando el peso de la cimentación no es tomado en consideración, por ejemplo: como base de maquinaria, por reglamento el único acero que se le coloca es para cambios de temperatura. Su forma también puede ser, además de la ya anteriormente mencionada, pirámide truncada, de forma escalonada.

c) Cimientos de Concreto Armado.-

El refuerzo de acero, que se le coloca a este tipo de cimientos, es una parrilla en la base del mismo, en forma ortogonal. En función del diagrama de momentos flexionantes, se coloca más refuerzo en el centro donde está la base de la columna, que en las orillas. Y en función del esfuerzo cortante, adherencia, fatiga que produce el cimiento sobre el terreno, se calcula la cantidad.

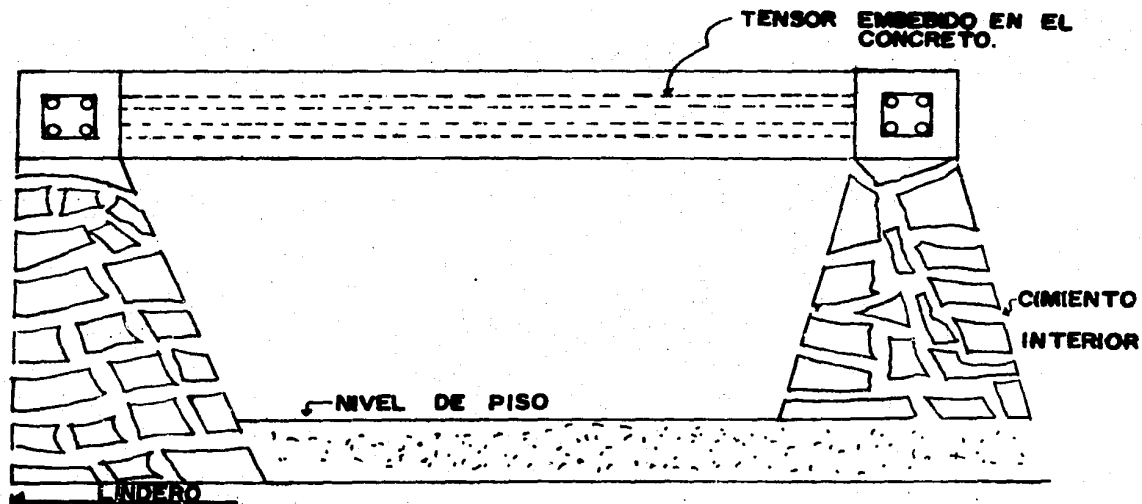


FIG.13.- DIFERENCIA DE NIVELES ENTRE UN CIMENTO COLINDANTE Y UN INTERIOR (14)



Otros efectos que se deben considerar en el diseño del cimiento, son el de penetración de la columna - en el cimiento y la penetración del cimiento en el terreno [hundimientos].

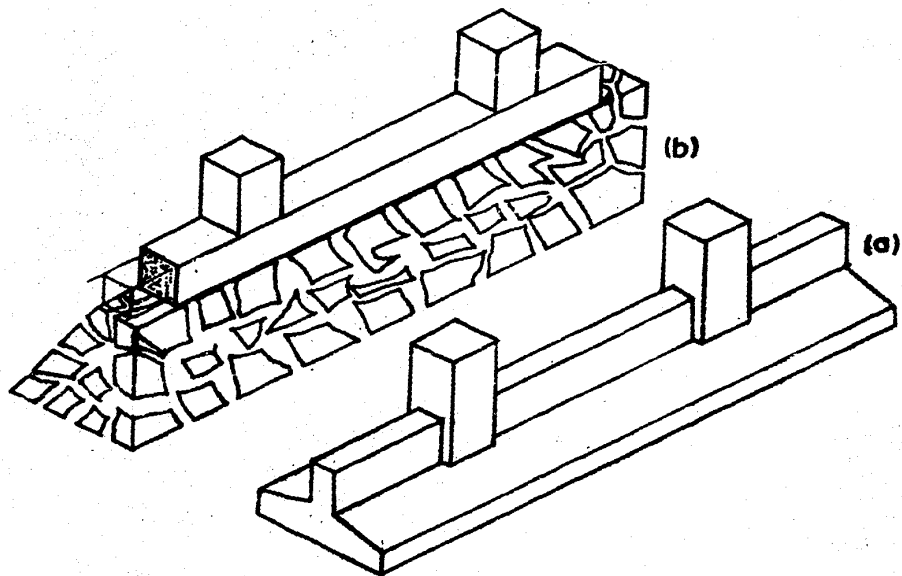
d) y e) Cimientos de Fierro y Madera.-

Actualmente estos cimientos son casi obsoletos, - debido a que no son funcionales, ya que requieren de - mantenimiento para poder resistir el ataque de las condiciones del medio ambiente.

2.- Zapatas corridas o contínuas.

Sobre este tipo de cimiento se desplanta un muro aislado o un sistema de muros de carga. El diseño se realiza calculando el ancho por unidad de longitud, tomando en cuenta que las cargas actúan en la base del - muro, y dividiendo las mencionadas cargas, adicionando la parte proporcional del peso propio del cimiento, entre la capacidad de carga que posee el terreno de cimentación. Los materiales más comunmente usados para la construcción de estos cimientos son la piedra brava y el concreto armado, y la figura geométrica es la mostrada en la figura 14.

Cuando son de concreto armado, quiere decir que - las cargas actuantes son considerables, o cuando se -



**FIGURA 14.-FORMA COMUN DE ZAPATAS CORRIDAS (14).**  
**(a) DE CONCRETO REFORZADO.**  
**(b) DE MAMPOSTERIA.**

quieren ligar dos columnas o más, requiriéndose algunas veces en este último caso, de colocarle una contra trabe en la parte superior, ya que esta debe soportar los esfuerzos de flexión producidos por la reacción del terreno y los transmiten hacia las columnas, en forma de reacciones.

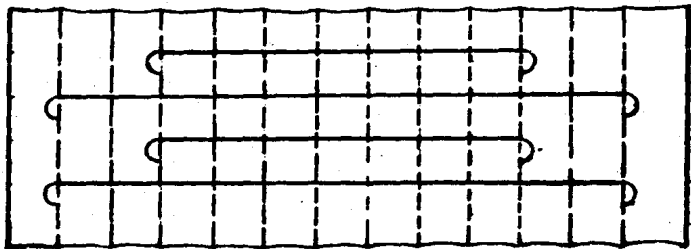
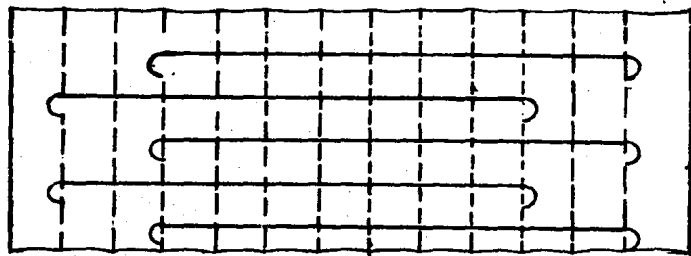
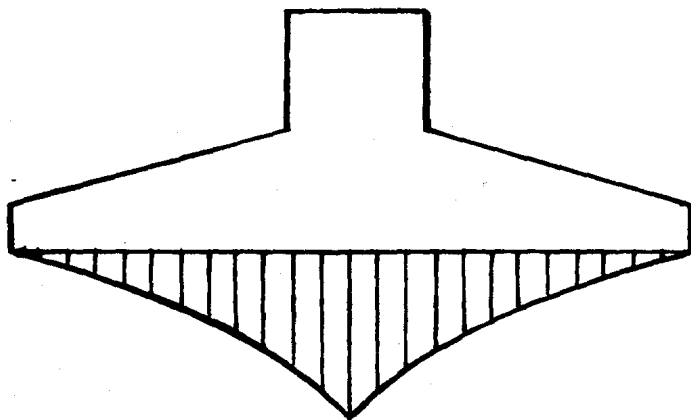
En el caso de desplantar un muro de carga, el cimiento se diseña por flexión y adherencia, determinando su área en función de la capacidad de carga del terreno.

En la figura 15, se puede observar la forma de colocar el acero de refuerzo en función del momento actuante, requiriéndose más en el centro y menos en los extremos.

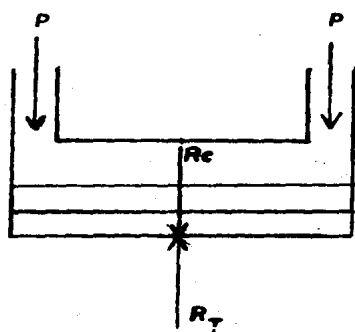
Cuando en una zapata corrida, el muro o las columnas ligadas transmiten diferente carga, se debe diseñar de tal forma que la resultante de las cargas actuantes y la resultante del terreno, sean de igual magnitud y colineales.

Con esto se obtiene una uniformización de los asentamientos.

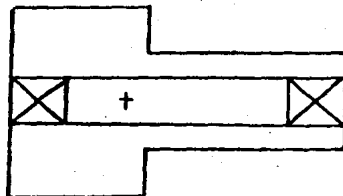
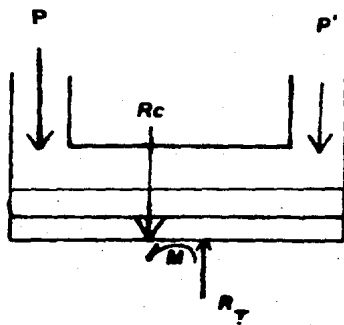
Algunas alternativas se presentan en la figura -



**FIG. 15.— COLOCACION DEL ACERO EN LA ZAPATA CORRIDA DE CONCRETO REFORZADO (14).**



(a)

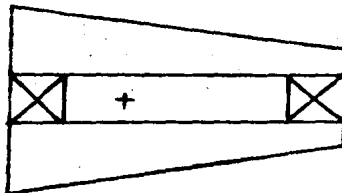


M: MOMENTO DE VOLTEO.

$R_T$ : RESULTANTE DEL TERRENO

$R_c$ : RESULTANTE DE LAS CARGAS

P y P': CARGAS



(b)

**FIG.16.-SOLUCIONES DE ZAPATAS CORRIDAS (14)**

a) PARA CARGAS IGUALES.

b) PARA CARGAS DESIGUALES.

### 3.2. LOSAS Y CAJONES.

Cuando la capacidad de carga del terreno es baja, las cargas transmitidas por la estructura a desplantar son considerables y cuando en el diseño de las zapatas para cimentar dicha estructura, su superficie va a ocupar más de la mitad del área total de cimentación, es más conveniente decidirse por una losa de cimentación que ocupe totalmente dicha área, ya que estructuralmente, trabaja en forma más eficiente, debido a que se diseña como una losa plana y rígida que puede absorber los asentamientos diferenciales que puedan llegarse a presentar cuando se desplanta sobre un suelo compresible, heterogéneo o inestable.

Por lo general, se sitúa esta losa a una cierta profundidad que en ocasiones, cuando es importante puede llevar a seleccionar un cajón de cimentación, pudiéndose llegar a una cimentación compensada, esto es, que el peso del material desalojado para el desplante de dicho cajón, deba ser igual al peso de la cimentación más la estructura, eliminándose teóricamente los asentamientos.

Pero como en la práctica, los asentamientos siempre aparecen, se trata de minimizarlos de tal manera -

que sean tolerables.

Actualmente, las opciones más usadas en este tipo de cimentaciones son las enseguida mencionadas y que se ilustran en la figura 17.

1) Cajón de Concreto (1)

Está constituido por traveses perimetrales e interiores, en las que se apoyan las losas de fondo.

2) Cascarones (1)

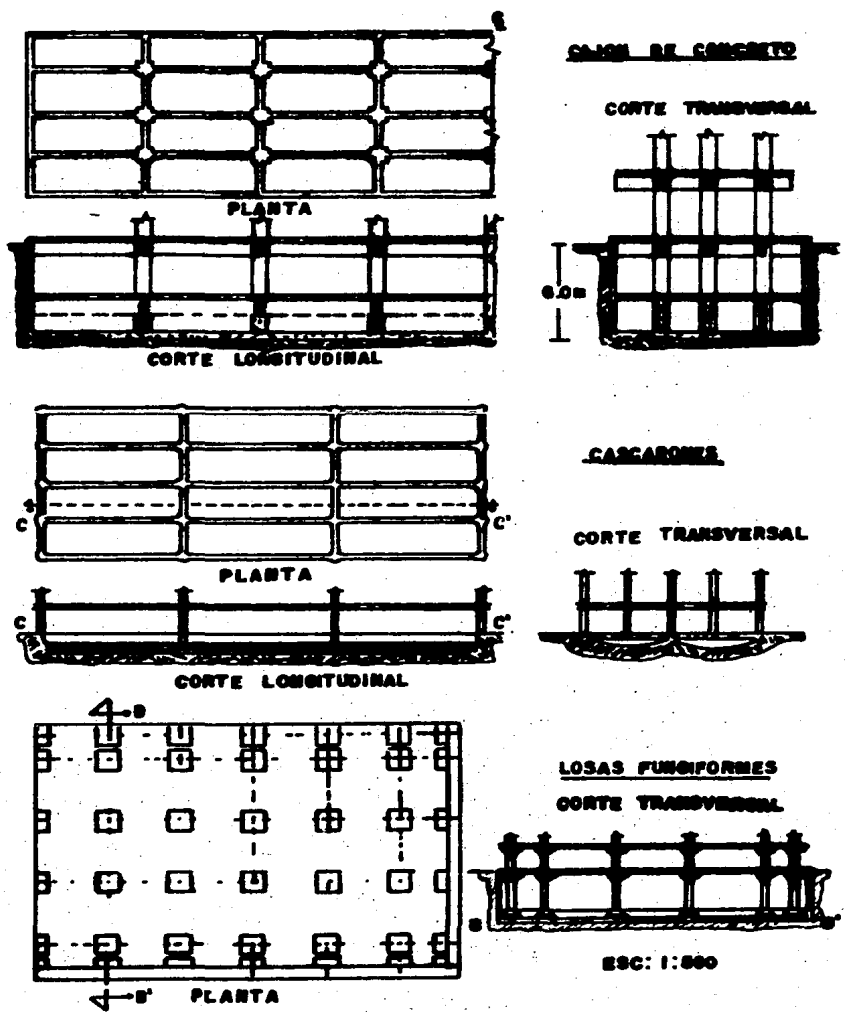
Están construidas con concreto, generalmente su forma es cilíndrica, trabajan en conjunto con una redícula de vigas sobre las que actúan las cargas transmitidas por la estructura.

3) Losas Continuas y Fungiformes (1)

Trabajan solidariamente con muros de sostenimiento, independientes de la base o ligados monolíticamente a ella.

### 3.3. PILAS.

Las pilas transmiten las cargas actuantes sobre ellas a los estratos resistentes que se encuentran bajo el nivel de piso.



**FIG.17.-TIPOS DE CIMENTACIONES DE CAJON (I).**



El material más común que se utiliza para su construcción es principalmente concreto reforzado. La diferencia con los cimientos superficiales, consiste en que la relación de profundidad de cimentación con respecto al ancho de la base, es mayor de cuatro en las pilas y uno o menor de uno en las zapatas.

Por lo general, las pilas en toda su longitud quedan por debajo del nivel del terreno, aunque para cuando se usan como apoyos de la superestructura de un puente, una parte sobresale por encima del nivel del lecho del río y la otra parte se busca que descansa sobre un estrato resistente, que por lo general se encuentra a cierta profundidad.

#### Métodos de Construcción.

Algunos métodos para la construcción de las pilas son los siguientes:

##### a) Método Seco o Pozo Seco.-

Como su nombre lo indica, este método se aplica cuando el terreno está seco, sin presencia de agua, y consiste en ir excavando en forma manual un pozo, de dimensiones tales que permitan a un hombre maniobrar libremente; el pozo se tiene que ir ademandando conforme avanza la excavación para evitar derrumbes y desprendi

mientos en las paredes. Por lo general, cuando se utiliza este método, el estrato resistente se encuentra cerca de la superficie, por lo que la profundidad de la excavación es relativamente pequeña.

b) Método Chicago.-

Este método es similar al anterior, pero con la variante de que el diámetro de la perforación debe ser de 1.0 m. mínimo y se llegan a alcanzar profundidades de hasta 2.0 m.

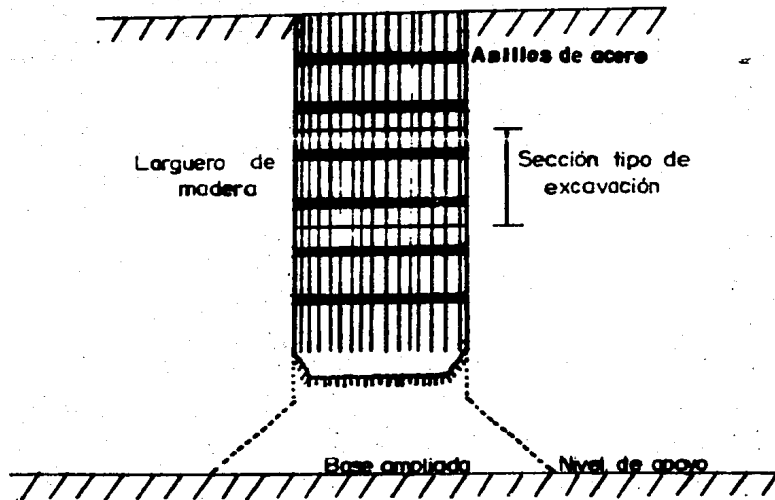
El ademado se hace con cintas de madera, colocadas en forma vertical y sostenidas por medio de anillos de metal que les sirven como cinturón, como se observa en la figura 18.

El ademado se queda en forma permanente dentro de la pila, ya una vez vaciado el concreto.

Por otra parte, cuando ya se va a alcanzar el nivel de apoyo de la pila, la base se le amplía para uniformizar la presión que va a resistir.

c) Método Gow.-

Este método se aplica cuando se va a excavar en presencia de agua y las filtraciones son considerables. Consiste en hincar secciones tubulares de acero e ir -



**FIGURA.18.- PILA EXCAVADA POR EL METODO CHICAGO (4).**

extrayendo el material que se queda dentro de ellas en forma manual y ya una vez que se llegó al nivel de apoyo, también se puede hacer una especie de campana en la base para aumentar el poder portante de la pila, como se observa en la figura 19.

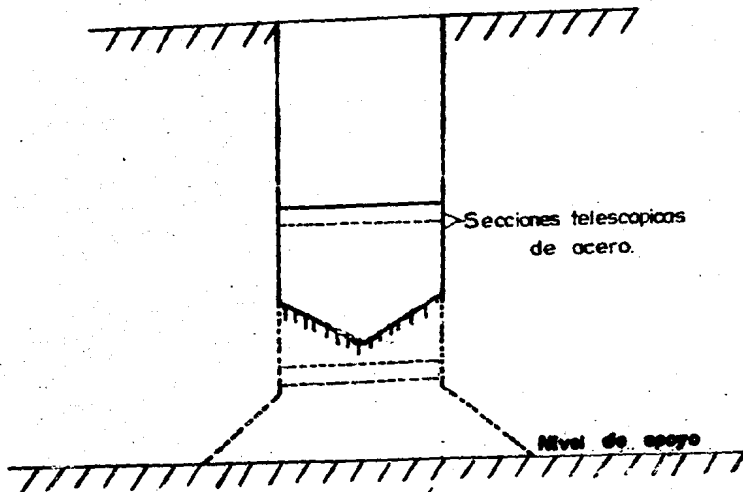
Los métodos anteriormente descritos son los más convencionales, pero en la actualidad las excavaciones a mano son muy costosas, por lo que se ha tratado de usar maquinaria para realizarlas. El método más usado es el de hincar un tubo cilíndrico hueco que conforme va bajando, se va extrayendo el material que queda dentro de él, por medio de un cucharón de valvas de almeja.

El hincado se realiza por rotación y presión en forma alternada, teniendo la ventaja que se puede trabajar en medios húmedos y ya una vez que se llega a la profundidad requerida, se va colando a la vez que se va extrayendo el tubo que servía de udeme.

### 3.4. PILOTES.

Son elementos estructurales esbeltos, esto es, que su sección transversal es mucho más pequeña que la longitudinal.

Se utilizan en las cimentaciones cuando los estra-



**FIGURA.19.—PILA EXCAVADA POR EL  
METODO GOW (4).**

tos superficiales son incapaces de soportar la estructura desplantada sobre ellos, por lo que es necesario transmitir esa carga a estratos resistentes más profundos y esta función es tomada por los pilotes.

Existen dos formas de que los pilotes transmitan esa carga:

a) De punta.

Es cuando un pilote es hincado hasta que la punta del mismo alcanza un estrato, que previamente se determinó que podía soportar la carga, despreciándose la contribución de los estratos localizados por encima del estrato antes mencionado.

b) De Fricción.

Aquí, los pilotes se hincan hasta determinada profundidad independiente de los estratos resistentes, ya que lo que toma la carga es la resistencia al corte del suelo que rodea al fuste del pilote esto es, se da una adherencia entre suelo y pilote.

De acuerdo con el material del cual están construidos, se pueden clasificar de tres tipos: de madera, -- concreto y metálicos.

### 1.- Pilotes de Madera.

En la actualidad, este tipo de pilotes prácticamente ya no se utilizan, debido a su poca durabilidad en medios agresivos, sales, ácidos, etc., o en presencia de agua. Cuando se han llegado a utilizar, se requiere darles un tratamiento para evitar su descomposición.

### 2.- Pilotes de Concreto.

Este tipo es de los más usados actualmente, debido a la infinidad de variantes que existen, por lo que prácticamente se encuentra el pilote adecuado para una obra en particular.

Pueden ser precolados o colocados *in situ*; esto se determina por el lugar de la obra y en que condiciones se está trabajando.

#### Pilotes Precolados.

Por lo general se les refuerza con acero, aunque sólo sea por temperatura y para que resista los esfuerzos a que es sometido cuando se le transporta al lugar donde son requeridos.

Las secciones más comerciales debido a su facilidad para colocado, transporte, manejo e hincado son de

diámetros y anchos que varían entre 30 cm y 60 cm y la longitud aproximada es de 6 a 8 m. Pero para hacer más práctico su traslado se cuelan por secciones, sin viendo esto además para adecuarlo a la profundidad de hincado, evitando con ello cortes innecesarios.

Por otra parte, su construcción es más complicada ya que se requiere un lugar adecuado para colarlos, curarlos, almacenarlos y equipo especial para maniobrar cuando se requiere transportarlos, soldarlos o unirlos.

*Pilotes colados en el lugar.*

Son pilotes, que como su nombre lo indica, se cuelan en la obra, evitando con ello traslados y otras maniobras.

A su vez, estos pilotes se subdividen en pilotes colados con y sin ademe. A continuación se hará una breve descripción de algunos de ellos:

1) *Pilotes colados sin Ademe.*

Estos pilotes tienen la ventaja de abatir los costos, ya que se ahorran varias cosas, entre ellas almacenajes, hincado, etc., pero el inconveniente que tienen es que sólo se puede construir en determinadas condiciones y en ciertos tipos de terreno.



Las condiciones que deben existir es que el terreno no debe ser firme o estable para evitar que la oquedad hecha, para que la ocupe el pilote, se obstruya ya sea por desprendimientos del terreno o por expansiones del mismo. Además se debe evitar la presencia de agua que puede llegar a alterar las propiedades del concreto al estar colando el pilote. Algunos ejemplos son:

a) Franki (5)

La forma de construir este pilote es la siguiente: se hínca un tubo hueco en el terreno, ya una vez que llegó a la profundidad requerida se extrae el material que se encuentra dentro del tubo, luego se vacía concreto en la parte inferior del tubo, éste se extrae un poco y el concreto vaciado se golpea para compactarlo y formar una base o pedestal. A continuación se sigue el mismo procedimiento de elevar el tubo y golpear el concreto para formar el fuste del pilote hasta llegar a la superficie.

b) Algunas variantes que básicamente siguen el principio del anterior, y se adaptan al tipo de terreno son: Western, de concreto comprimido con base ampliada, simplex, vibro. (4)

2) Pilotes colados con Ademe.

El ademe o molde, es por lo general un tubo de es pesor relativamente delgado o un forro de metal, - que se queda permanentemente con el concreto una vez que se ha hincado.

La resistencia del ademe se desprecia al calcular la resistencia estructural del pilote, aunque debe ser lo suficientemente resistente a los empujes que el terreno, por lo general granular, le transmite, antes de - que sea colado el pilote.

Un ejemplo de este tipo de pilote es:

Button - Bottom (4)

La técnica para la construcción de este pilote es como sigue: en primer lugar se hinca un ademe falso, - comunmente un tubo hueco hasta la profundidad requerida, en su extremo inferior lleva una base de concreto precolado que queda embebida en el pilote, posteriormente se introduce un ademe corrugado que se fija a la base por medio de tornillos especiales, luego se empieza a colar el concreto y se va extrayendo el ademe falso. Su capacidad puede llegar hasta las 50 toneladas aproximadamente y su longitud de 30.0 m.

### 31 Pilotes de Acero.

Por lo general, consisten en tubos predominante--

mente de acero, huecos o macizos, que se rellenan de concreto una vez que ya están hincados y perfiles de acero con secciones "H"

Estos pilotes se utilizan cuando el suelo es muy duro y hay una gran resistencia al hincado, el diámetro más común para pilotes de tubo es de 25 cm. y 75 cm. y el mínimo espesor de 2.5 mm., cuando el espesor aumenta hasta 3.2 mm. el concreto contribuye a la resistencia estructural del pilote.

Las secciones "H" se utilizan cuando se requiere desplazar el mínimo de terreno, al ser hincado el elemento y por presentar menor resistencia a la penetración, con lo cual alcanza grandes profundidades, a veces, cuando en el terreno existen boleos, las puntas pueden dañarse al estar penetrando, por lo que se le pone una protección que a su vez ayuda al pilote ya que tiene forma de punta de flecha.

Una cosa muy importante es que, para evitar el deterioro del acero, se le da un tratamiento cuando existen ácidos o cualquier otro componente en el suelo.

También los pilotes H son usados por fricción, ya que proporcionan el mayor perímetro (área lateral) con el mismo diámetro equivalente y por ello dan la ma

*yor capacidad de carga.*

*En la tabla No. 2, se muestra la variación ordinaria de las cargas de trabajo en pilotes hincados.*

VARIACION ORDINARIA DE LAS CARGAS DE TRABAJO EN PILOTES HINCADOS.

Tipo	Carga (Ton)
1) Madera: con punta de 20.3 cm de diámetro	10 a 25
2) Concreto precolado o preesforzado: de 25 cm <sub>2</sub> de diámetro de 45 cm	15 - 55 60 -180
3) De tubo o forro de acero, llenos de concreto hincado sin mandril: de tubo de 27.3X0.477 cm " " " 27.3X0.635 cm " " " 32.4X0.635 cm " " " 35.6X0.792 cm " " " 40.6X0.953 cm Monotubo, calibre 7	25 - 45 35 - 60 45 - 70 55 - 80 25 - 45
4) De tubo, o forro, llenos de concreto, hincados con mandril: Raymond cónicos escalonados con punta de 26 cm Raymond cónicos escalonados con punta de 30.8 cm corrugados de 30.5, calibre 16 de tubo de 25.4 cmX0.318 cm	25 - 45 36 - 65 25 - 55
5) Acero, secciones "H" HP 10 X 42 HP 12 X 53 HP 14 X 89 HP 14 X117	45 - 70 45 - 90 90 -150 130 -180

### 3.5. SUBSTITUCION DE MATERIAL.

Antes de exponer el tema central que es substitución de material, se dará una breve introducción concerniente a la maquinaria utilizada para excavaciones, ya que para realizar la substitución de un material se tiene que hacer una excavación previamente para extraer el material inadecuado, a veces volúmenes de cierta consideración, y aquello influye en los costos y tiempos del proyecto a realizar.

Sólo se expondrán algunas de las máquinas más comúnmente utilizadas para excavaciones, entre otras, las palas mecánicas, dragas, clamshells o cucharones de valvas de almeja y retroexcavadoras.

#### Palas Mecánicas.

Se usan para excavar cualquier tipo de tierra, nunca roca, puesta en banco o suelta, para operar se tiene que colocar dentro de la excavación, ya que su operación es de atacar hacia adelante y de abajo hacia arriba.

Pueden ser de dos tipos, de acuerdo con el sistema motriz en que estén montadas, ya sea en orugas o llantas. Las primeras se usan para excavar en suelos

blandos con baja capacidad de carga, porque las orugas proporcionan mayor área de contacto con el suelo y por lo consiguiente el esfuerzo transmitido es menor - pero son lentas para desplazarse, en cambio las segundas tienen una mayor velocidad de desplazamiento y es conveniente usarla en obras pequeñas, pero con terrenos firmes.

Las partes básicas que componen una pala mecánica son: cabina o caseta, montura, aguilón y cable de mala cate, midiéndose su capacidad en función del tamaño - del cucharón, de los cuales las medidas más comerciales son de  $3/8$ ,  $1/2$ ,  $3/4$ ,  $1$ ,  $1\ 1/4$ ,  $1\ 1/2$ ,  $2$  y  $2\ 1/2$  yardas cúbicas.

La tabla # 3 indica los rendimientos de cada tamaño de cucharón en yardas cúbicas por hora medida en banco, esto trabajando en condiciones ideales.

Pero como esas condiciones nunca se presentan, el rendimiento debe alterarse con ciertos factores como: espacios libres, ángulo de oscilación, profundidad de corte, etc. Estos factores pueden consultarse en la referencia No. 6.

#### Dragas.

Son utilizadas para cuando el material se excava

RENDIMIENTOS IDEALES PARA PALAS MECANICAS EN YARDAS CUBICAS POR HORA, MEDIDA EN BANCO \*

CLASE DE MATERIAL	TAMAÑO DE LA PALA, EN YARDAS CUBICAS								
	3/8	1/2	3/4	1	1 1/4	1 1/2	1 3/4	2	2 1/2
Lena húmeda o arcilla	3.8	4.6	5.3	6.0	6.5	7.0	7.4	7.8	8.4
arenosa .....	85	115	165	205	250	285	320	355	405
Arena y grava .....	3.8	4.6	5.3	6.0	6.5	7.0	7.4	7.8	8.4
	80	110	155	200	230	270	300	330	390
Tierra ordinaria buena	4.5	5.7	6.8	7.8	8.5	9.2	9.7	10.2	11.2
	70	95	135	175	210	240	270	300	350
Arcilla dura, resistente	6.0	7.0	8.0	9.0	9.8	10.7	11.5	12.2	13.3
	50	75	110	145	180	210	235	265	310
Roca dinamitada.....	40	60	95	125	155	180	205	230	275
Arcilla húmeda pegajosa	6.0	7.0	8.0	9.0	9.8	10.7	11.5	12.2	13.3
	25	40	70	95	120	145	165	185	230
Roca mal dinamitada	15	25	50	75	95	115	140	160	195

\* Cortesía de la Power Crane and Shovel Association.

NOTA: En la tabla la cifra superior es la profundidad óptima en pies y la cifra inferior es el rendimiento ideal en yardas cúbicas.



y se tiene que transportar o depositar en terraplenes, diques, presas, etc.

Comparándolas con las palas mecánicas, tienen la ventaja de no tener que colocarse dentro de la excavación, sino a nivel del piso original, su desventaja es que los rendimientos son menores.

Son cuatro los tipos de dragas, montadas sobre orugas, llantas, camión y ambulantes, y sus partes básicas son: caseta, cable de malacate, arrastre y descarga, cadenas de levante y arrastre del cucharón, cucharón y pluma.

Su tamaño es el mismo que el de las palas mecánicas, su única variante es la pluma que puede ser corta o larga, en la tabla # 4 se pueden observar los rendimientos de varios tamaños de draga; provistos con pluma corta, trabajando en condiciones ideales, pero como se hizo notar en las palas, cuando estas condiciones no existen, se tiene que alterar dicho rendimiento, para esto se puede consultar la misma referencia 6.

#### Clamshells.

Los clamshells o mejor conocidos como cucharones de valvas de almeja, se utilizan cuando se tiene que -

TABLA NUM. 4 (6)

PRODUCCION IDEAL DE DRAGAS CON PLUMA CORTA EN YARDAS CUBICAS POR HORA. MEDIDA EN BANCO \*

CLASE DE MATERIAL	TAMAÑO DEL CUCHARON, EN YARDAS CUBICAS								
	3/8	1/2	3/4	1	1 1/4	1 1/2	1 3/4	2	2 1/2
Lana húmeda o arcilla arenosa ligera:....	5.0 70	5.5 95	6.0 130	6.6 160	7.0 195	7.4 220	7.7 245	8.0 265	8.5 305
Arena y grava.....	5.0 65	5.5 90	6.0 125	6.6 155	7.0 185	7.4 210	7.7 235	8.0 255	8.5 295
Tierra ordinaria buena	6.0 55	6.7 75	7.4 105	8.0 135	8.5 165	9.0 190	9.5 210	9.9 230	10.5 265
Arcilla compacta, dura	7.3 35	8.0 55	8.7 90	9.3 110	10.0 135	10.7 160	11.3 180	11.8 195	12.3 230
Arcilla pegajosa húmeda	7.3 20	8.0 30	8.7 55	9.3 75	10.0 95	10.7 110	11.3 130	11.8 145	12.3 175

\* Cortesía de la Power Crane and Shovel Association.

NOTA: En la tabla la cifra superior es la profundidad óptima en pies, y la cifra inferior es la producción ideal en yardas cúbicas

excavar en materiales sueltos y cuando el espacio para maniobrar es reducido, ya que la dirección que sigue el cucharón para extraer el material es vertical.

Comercialmente existen tres tipos de cucharones: pesados para excavaciones, medianos para usos generales y ligeros; su capacidad se mide en yardas cúbicas, pero dependiendo a que nivel se cargue el cucharón, se pueden distinguir tres:

a) Capacidad al nivel del agua.-

Consiste en que el cucharón estuviera colgado a nivel y lleno de agua.

b) Capacidad a la línea de placa.-

Se indica la capacidad del cucharón, siguiendo una línea a lo largo de la parte superior de las quijas.

c) Capacidad copeteada.-

Es cuando el ángulo de reposo del material es de  $45^{\circ}$  y se indica su capacidad en pies cúbicos.

En la tabla # 5, se ilustran las características de los cucharones medianos; en particular, pero si se requiere más información, se puede consultar la ya citada referencia 6.

TABLA NUM. 5 (6)

ESPECIFICACIONES REPRESENTATIVAS PARA CUCHARONES DE VALVAS DE ALMEJA, DEL TIPO MEDIANO PARA USOS GENERALES

	TAMAÑO, EN YARDAS CUBICAS								
	3/8	1/2	3/4	1	1 1/4	1 1/2	1 3/4	2	2 1/2
<b>Capacidad, ft cu:</b>									
Nivel de agua.....	8.0	11.8	15.6	23.2	27.6	33.0	38.0	47.0	52.0
Línea de placa.....	11.0	15.6	21.9	32.2	37.6	43.7	51.5	60.0	75.4
Copeteado.....	13.0	18.8	27.7	37.4	45.8	55.0	64.8	74.0	90.2
<b>Mazos, lb:</b>									
Cucharón solo.....	1,662	2,120	2,920	3,870	4,400	5,310	5,440	6,000	7,775
Contrapesos.....	230	300	400	400	400	500	500	600	600
Dientes.....	180	180	180	180	180	190	266	300	390
Completo.....	2,072	2,600	3,500	4,450	4,980	6,000	6,206	6,900	8,765
<b>Dimensiones:</b>									
Área de cubierta, ft <sup>2</sup>	13.7	16.0	21.8	24.0	29.0	33.4	36.6	40.0	44.6
Ancho.....	2'6"	2'6"	3'0"	3'0"	3'5"	3'9"	4'0"	4'3"	4'6"
Longitud, abierta.....	5'5"	6'5"	7'3"	7'10"	8'5"	9'0"	9'2"	9'4"	9'11"
Longitud, cerrado.....	4'9"	5'7"	6'3"	6'9"	7'1"	7'6"	7'11"	8'0"	9'3"
Altura, abierto.....	7'1"	7'10"	9'1"	9'9"	10'3"	10'9"	10'9"	11'6"	13'0"
Altura, cerrado.....	5'9"	6'4"	7'4"	7'10"	8'3"	8'9"	8'9"	9'3"	10'4"

### *Retroexcavadoras.*

*Esta máquina es una adaptación de una pala mecánica, por medio de un aguilón y un cucharón colocado en el extremo de la pluma, por lo general la pluma tiene forma de cuello de ganso para incrementar la profundidad de excavación.*

*Se usa para excavaciones debajo del nivel de piso original como pozos, sótanos y excavaciones escalonadas, donde los cortes requieren de cierta precisión.*

*Las partes básicas que componen una retroexcavación son las siguientes: Pluma, Mástil, Cable para levantar, Soporte y Cucharón, la capacidad es semejante a la de las palas mecánicas, en yardas cúbicas.*

*El rendimiento que tiene una retroexcavadora excavando en condiciones óptimas, es similar al de una pala mecánica; para lo cual se puede ver la tabla # 3 de este capítulo.*

*Para obtener más información sobre las dimensiones y espacios que requieren estas máquinas, se puede consultar la referencia 6.*

*Una vez dada la anterior descripción, se pasará a exponer el tema central que es substitución de mate-*

rial en suelos constituidos por rellenos.

Esta alternativa es necesaria, en donde, como se menciona anteriormente, el suelo esta constituido por rellenos producto de materiales de deshecho u orgánicos, existentes por lo común en zonas de minas o en zonas que en otras épocas fueron tiraderos.

Cuando se va a desplantar una estructura en este tipo de suelos, se tienen que realizar exhaustivos estudios de mecánica de suelos, para determinar que materiales lo componen, que espesor tiene el estrato, propiedades mecánicas, etc.

Por lo general, debido a la heterogeneidad de los materiales que lo constituyen, la capacidad de carga que poseen es reducida y presentan gran inestabilidad, que lo hacen un terreno inadecuado para cimentar, por lo cual, si las condiciones físicas y económicas lo permiten, la solución más efectiva es substituir este material por un relleno controlado.

Para esto, se tiene primero que realizar una excavación para extraer el material malo, hasta la profundidad que sea necesaria; luego se empieza a colocar el nuevo material previamente seleccionado, por lo general gravas y arenas bien graduadas.

Esta colocación se realiza en capas que se van compactando hasta llegar al nivel de proyecto.

Para poder compactar eficientemente, es necesario que la zona esté libre de obstáculos como instalaciones, zapatas, muros, etc., y utilizar la maquinaria adecuada a las características del relleno controlado; para esto se cuenta con la siguiente:

a) Rodillos Vibratorios:

Son para compactar materiales granulares sin cohesión, son tambores de acero que llegan a transmitir horizontalmente de 3.0 a 5.0 toneladas y verticalmente una fuerza oscilatoria un poco menor.

Cuando la compactación se tiene que realizar al pie de una zapata, muro, etc., el equipo más usado son las placas vibratorias operadas manualmente "bailarinas", disminuyendo el espesor de la capa colocada.

Para llevar un control sobre la compactación realizada, se deberá contar con laboratorio de campo, la prueba adecuada es la Porter Estándar o semejantes, cuyo objeto es determinar la curva humedad-peso volumétrico seco correspondiente, llevando un estricto control de los materiales en cuanto a humedad y características. El control de la compactación de las humeda

des y pesos volumétricos, deberá ser entregado de un día a otro (cada 24 horas), para así evitar retraso de obra y permitir al residente ordenar continuar o levantar lo tendido el día anterior.

El material cohesivo menos indicado para hacer este tipo de relleno controlado es la arcilla, sobre todo si se sospecha que pueda ser expansiva, ya que al contacto con el agua ocurre un incremento de volumen - que acarrea esfuerzos adicionales a la estructura desplantada encima de ella y por el contrario cuando expulsa el agua que contiene, se da una contracción en su volumen, acarreando con esto un asentamiento a la cimentación de las estructuras que están sobre ella.

Para suelos gruesos o granulares sin cohesión, se especifica una compacidad relativa mínima, en lugar de un porcentaje mínimo del peso volumétrico seco Proctor Estándar, en laboratorio.

En el campo, la forma más adecuada para llevar un control de esa compacidad relativa, es realizando pruebas de penetración estándar, pruebas con el cono eléctrico, etc. o por medio de calas volumétricas. (7)

b) Rodillo Pata de Cabra:

Son adecuados para compactar materiales, arcillosos



y limosos, están constituidos con tambores de acero de 1.0 m de longitud y diámetro, provistos de dientes que sobresalen unos 25cm de la superficie del tambor; lastrándolos pueden llegar a transmitir presiones de hasta  $8.0 \text{ kg/cm}^2$ , la capa que compacta es la anterior a la colocada al nivel de superficie.

c) Rodillo Neumático:

Este equipo de compactación transmite una presión de 20 toneladas aproximadamente, por medio de tres o cuatro llantas colocadas en fila y colocadas en los extremos del vehículo; se utiliza para el acabado superficial de las capas compactadas.

### 3.6. INYECCIONES.

Cuando un suelo no presenta una homogeneidad adecuada, es muy inestable, etc., las inyecciones pueden mejorar las propiedades y características de este suelo, ya sea para cimentar o impermeabilizarlo simplemente.

Lo que se inyecta, es una lechada que tiene como principal fin el de rellenar todos los huecos existentes entre las partículas del suelo que quiere mejorar se y básicamente es de dos tipos:

a) *Lechada en Suspensión:*

En esta lechada su principal componente es el cemento combinado con agua.

b) *Lechada en Solución:*

Su base son componentes químicos.

Dependiendo de las características del terreno y el objetivo de la inyección, se escoge la lechada o mezcla adecuada.

Para lograr esto, se tiene que reproducir en el laboratorio lo más semejante posible el suelo a tratar, principalmente en lo que a permeabilidad y granulometría se refiere, para esto se tienen las gráficas mostradas en las figuras 20 a 22.

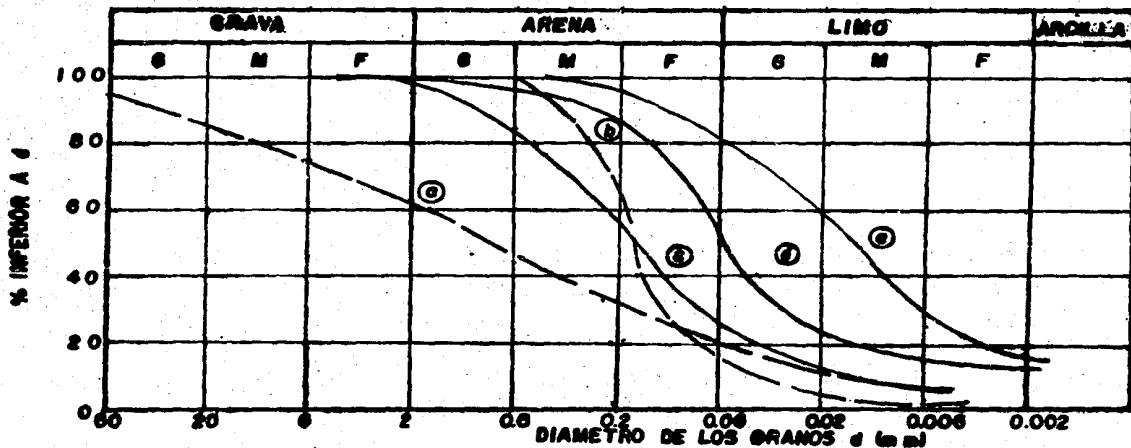
Pero para poder utilizar estas gráficas, se tiene que verificar la siguiente condición:

$$d \leq c \sqrt{k}$$

d: Diámetro medio de los granos de la lechada en micras

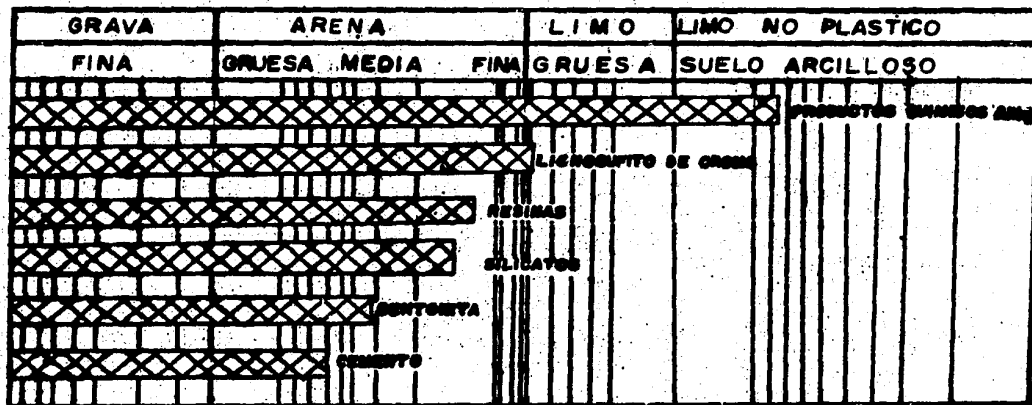
k: Coef. de permeabilidad en m/seg

c: Cte. que varía entre 600 y 800



- a) SUSPENSIONES CEMENTO-CEMENTA Y SOLUCIONES DE SILICATO CON ADITIVO ORGANICO  
 b) SOLUCIONES DE SILICATO CON ADITIVO ORGANICO  
 c) SOLUCIONES ESTABLES DE CEMENTO Y RESINAS FENOLICAS  
 d-e) RESINAS FENOLICAS Y ACRILICAS

**FIG.20.- CURVAS GRANULOMETRICAS DE TERRENO TRATADAS  
 CON INYECCIONES DE SOLUCIONES COLOIDALES  
 Y DE RESINA PURA (8).**



**FIG.21.-INTERVALOS DE PENETRABILIDAD CON SUSPENSIONES Y SOLUCIONES COLOIDALES (8).**

Para poder seleccionar el tipo de mezcla idóneo a las características particulares del suelo a tratar, es necesario tomar en cuenta una serie de propiedades que poseen las mismas. Estas propiedades se enumeran a continuación:

1.- *Viscosidad.* Consiste en la resistencia que opone un líquido a fluir, al someter sus partículas a fuerzas exteriores. Las unidades de la viscosidad en el sistema C.G.S., son el poise que equivale a una dina. seg/cm<sup>2</sup>.

Para medirla, existen entre otros aparatos: el viscosímetro de cilindros coaxiales y los viscosímetros de circulación o conos calibrados.

2.- *Decantación.* Esta propiedad se hace evidente al formarse una lámina líquida en una suspensión, como consecuencia de la sedimentación de sus partículas sólidas.

En una inyección, si se llega a presentar esta propiedad, puede llegar a crear problemas en el suelo a tratar, ya que se pueden formar conductos por donde

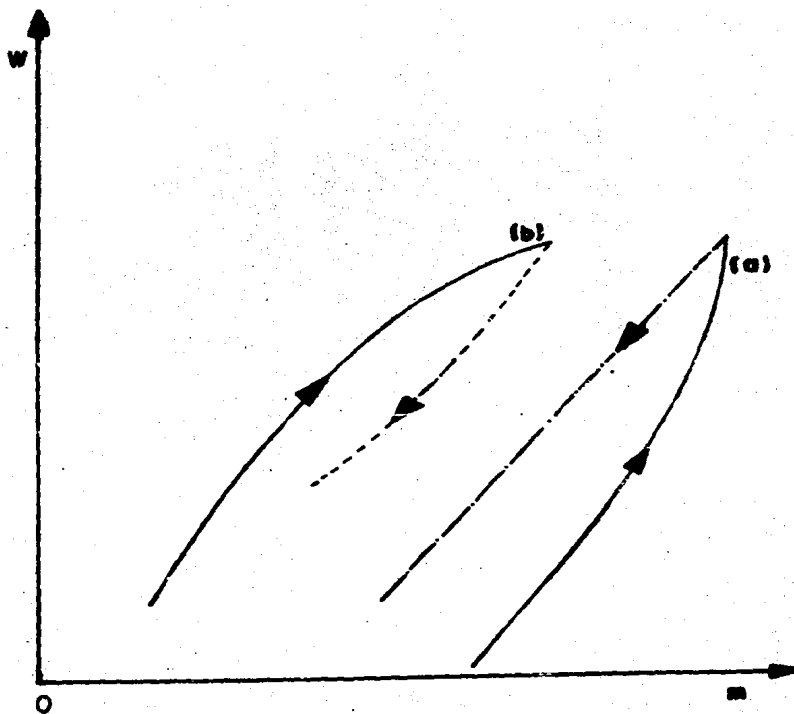
penetra el agua y alterar las características finales a las que se quiere llegar

3.- *Exprimido.* - Se presente por lo general en medios porosos, y consiste en que cuando se está inyectando una mezcla, la presión de inyección puede ser demasiado elevada y provocar que el agua y la materia sólida se separe, teniendo como consecuencia que no se tenga una homogeneidad adecuada del suelo a tratar.

Para poder observar con más detalle el fenómeno anteriormente descrito, se cuenta con un aparato denominado filtro-prensa.

4.- *Tixotropía y Reopexia.* - La tixotropía se presenta por lo común en suspensiones de arcilla con agua, y consiste en que al ir disminuyendo la velocidad de circulación de la mezcla, la viscosidad aumenta y evita la decantación de los granos de cemento.

La reopexia es el fenómeno contrario, esta llega a provocar grandes obstrucciones en las tuberías de inyección, debido a la decantación de los granos de cemento. En la gráfica de la figura 23 se puede observar un comparación de las propiedades anteriores.



$w$  velocidad angular del cilindro exterior  
 $m$  momento resultante en el cilindro interior  
 (a) tixotropía  
 (b) reopexia

FIG.23.-TIXOTROPIA Y REOPEXIA (8).

5.- *Resistencia a la Compresión Simple.*- Esta propiedad sólo se obtiene de la lechada impregnada, influyendo en ella la interacción dada entre el tipo de suelo y la mezcla.

En la figura 24 se muestra una gráfica donde se observa la resistencia a la compresión simple a los 28 días, de una mezcla de cemento agua, en peso, con diferentes porcentajes de bentonita.

Algo muy importante, es que para una mezcla de tipo químico, no es posible aplicarle esta prueba, ya que los resultados son muy inciertos.

#### *Tipos de Mezclas.*

Hay de dos tipos, de acuerdo a la decantación de sus partículas.

##### *1.- Inestables.-*

Estas mezclas se caracterizan por la tendencia de sus partículas a sedimentarse cuando están estáticas o sin agitación, un ejemplo típico de este tipo de mezclas es la que está constituida por agua y cemento.

La sedimentación que sufren las partículas de la mezcla antes mencionada, agua, cemento, está en función de la relación agua-cemento, como lo demuestra la si-



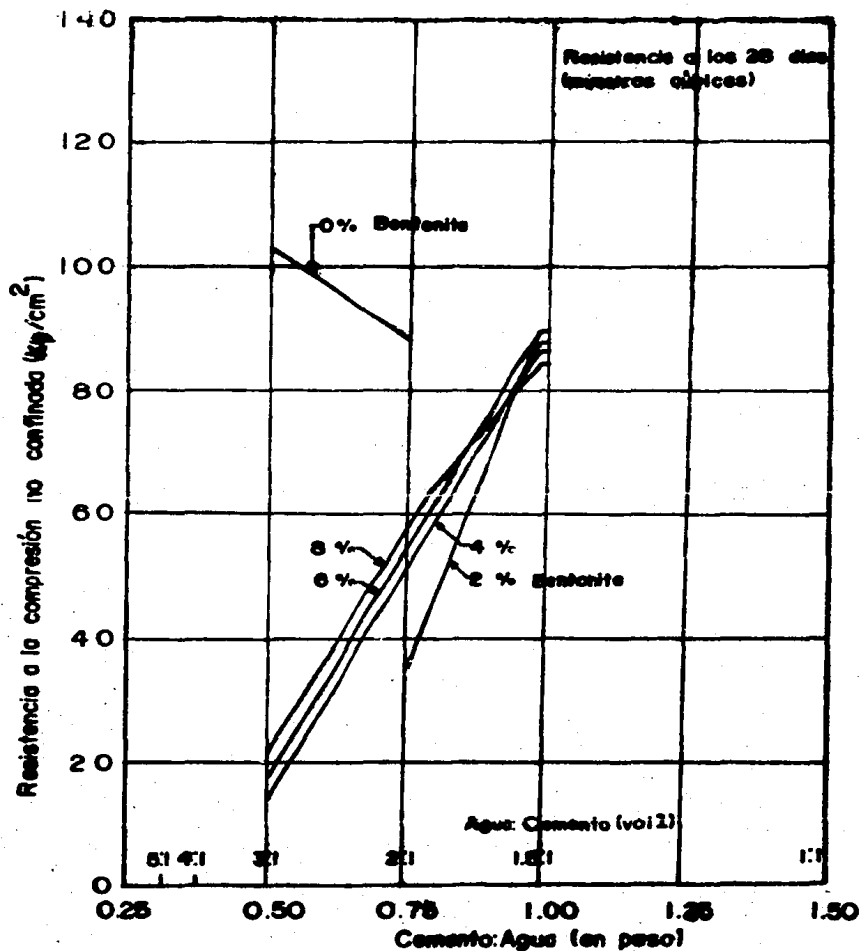


FIG. 24.-RELACION EXPERIMENTAL ENTRE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION NO CONFINADA (A LOS 28 DIAS) Y EL COCIENTE CEMENTO-AGUA EN PESO (8)

guiente tabla (8), que es el resultado de un experimento realizado con 15 diferentes tipos de cemento.

Cemento/agua (en peso)	Decantación (%)
1/1	5 a 35
1/2	15 a 60
1/3	32 a 72

Para cuando se está inyectando esta mezcla en los aluviales y asegurar su penetración, existen dos alternativas (8).

a)  $D_{15} \text{ aluvión} > D_{85} \text{ mezcla}$

Donde:

$D_{15}$ : Diámetro tal que el 15% de los aluviones son menores que dicho diámetro.

$D_{85}$ : Diámetro tal que el 85% de las partículas sólidas de la mezcla son menores que ese diámetro.

b) Fórmula de Kozeny

Diámetro máximo de los  $< 2AR = A \left( \frac{32NK}{n \uparrow g} \right)^{1/2}$   
sólidos de la mezcla

Donde:

A : Coeficiente inferior a 1.0

2R : Diámetro promedio de los poros de los aluviones

M: Viscosidad del fluido a la temperatura de la inyección

K : Permeabilidad al agua

n : Porosidad

Y : Peso específico de la mezcla

g : Aceleración de la gravedad

## 2.- Estables.-

Como su nombre lo indica, se caracterizan por tener una mínima sedimentación de sus partículas sólidas, aproximadamente el 5%, durante el proceso de inyección. Algunos ejemplos de este tipo son los siguientes:

### a) Mezcla cemento-bentonita.

La relación agua-cemento está sujeta al objetivo que se persigue con la mezcla; la recomendada cuando es para impermeabilización del suelo, es de C/A - 0.6 a 1.2 [en peso] y para cuando se trata de consolidación, varía de 0.5 a 1.2 (en peso). En lo que hay que tener cuidado es en el fenómeno de exprimido, ya que en el laboratorio se han observado considerables disminuciones del volumen de la mezcla.

b) *Cemento-arcilla.*

Aunque la mezcla de arcilla con agua se considera muy estable, a veces es necesario agregarle cemento para incrementar sus resistencia al taponamiento, pero lo que más influye es la calidad de la arcilla.

Para cuando se tiene una relación C/A mayor a 0.3 y una arcilla o bentonita con un LL que está entre el 50% y 600%, se puede llegar a calcular con cierta confiabilidad, la resistencia a la compresión simple R, utilizando la siguiente fórmula:

$$R = 100.0 [C/A - 0.25]$$

c) *Productos qulmicos.*

Esta mezcla se caracteriza por que está hecha con productos qulmicos.

Se utilizan cuando el suelo está constituido por aluviones con espacios intergranulares muy reducidos y es necesario que los productos constitutivos de la mezcla sufran el proceso de gelificación. Los productos qulmicos más comunmente utilizados en la actualidad son:

- Geles de silicato de sodio y reactivo
- Resinas orgánicas del tipo A.M. 9

d) *Otros productos.*

En las tablas 6 y 7, se presenta un resumen de las propiedades de mezclas con base en silicato, resinas orgánicas, urea y otros productos. La resistencia fue determinada en arenas inyectadas con los productos químicos.

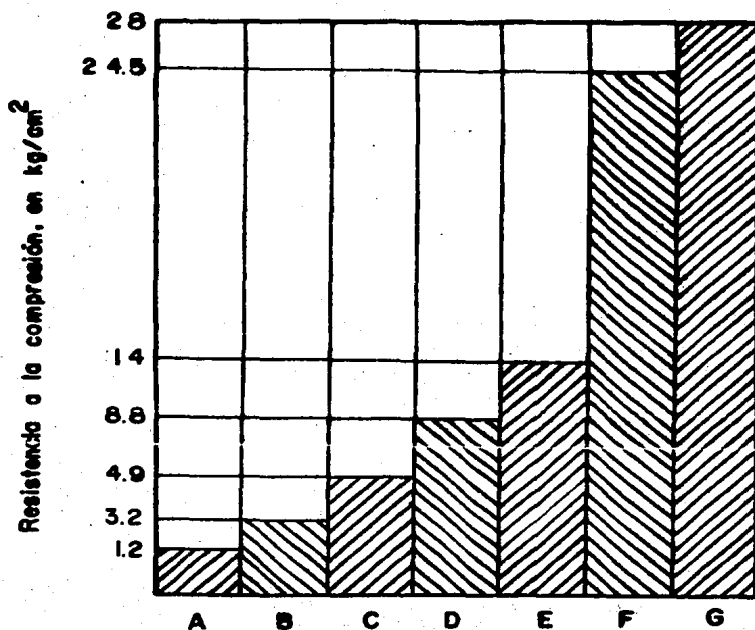
En la figura 25 se observa una gráfica que muestra la comparación de la resistencia a la compresión de lechadas con base en cemento y varios productos químicos. El tipo de suelo está constituido por arena fina o media, húmeda y compacta.

*Preparación de las Mezclas.-*

a) *Orden de suministro de los ingredientes.*

Dependiendo del tipo de mezcla, el orden para suministrar los ingredientes, varía. Por ejemplo, para una mezcla de cemento-bentonita el orden de suministro es: bentonita, agua adicional y cemento, para cuando se tenga que agregar silicato se hace al último. Todo se debe vaciar en turbomezcladores, para homogeneizar la mezcla, un lapso de 2 minutos después que se ha suministrado el cemento y si es necesario el silicato, un minuto adicional.

Cuando la mezcla se compone de arcilla con arena,



- A Lignosulfito de cromo al 17%
- B Lignosulfito de cromo al 25%
- C Acrilamida al 10%
- D Silicato al 40%
- E Silicato al 50%
- F Silicato al 60%
- G Cemento (modificado con cal)

FIGURA 25.- RESISTENCIA A LA COMPRESION DE VARIAS MEZCLAS (8).

TABLA NUM. 6 (8)

PRUEBAS EN ARENA TRATADA CON PRODUCTOS QUIMICOS

Prueba	ARENA GRUESA						ARENA MEDIA			
	Silicato		Urea-formaldehido		Poliester		Silicato		Resina poliester	
	Resistencia Kg/cm <sup>2</sup>	Densidad relativa	Resistencia Kg/cm <sup>2</sup>	Densidad relativa	Resistencia Kg/cm <sup>2</sup>	Densidad relativa	Resistencia Kg/cm <sup>2</sup>	Densidad relativa	Resistencia Kg/cm <sup>2</sup>	Densidad relativa
Compresión no confinada	9-50	58-97	.5-2	41.5-67	230-250	40-57	17-20	50-92	280-330	78-99
Tensión	1-3	52-95	.1-.7	61.7-74	---	---	1.7-4.4	50-93	---	---

TABLA NUM. 7 (8)

PROPIEDADES DE LECHADAS COMPLEMENTE USADAS.

LECHADA	CATALIZADOR	RESISTENCIA NO COMENTADA DEL SIELO INSTRUMENTADO Kg/cm <sup>2</sup>	VISCOSIDAD CENTIPOISES	TIEMPO DE FRAGUADO MINUTOS	TOXICIDAD*	POLEACION**
Silicato Concentración baja	Bicarbonato	.7 - 3.5	1.5	0.1 - 300	No	No
Concentración baja	Producto de la Halliburton Co.	.7 - 3.5	1.5	5 - 300	No	No
Concentración baja a alta	Siroc-Diamond Whamrock Chemical Co	.7 - 35	4-60	5 - 300	No	No
Concentración baja a alta	Cloruro-Proce so Jonston	.7 - 70	30-50	0	No	No
Concentración baja a alta	Acetato estili- co Solstancha y Halliburton	.7 - 35	4-40	5 - 300	No	No
Concentración baja a alta	Rhone-Proxil 600	---	---	---	---	---
Concentración baja a alta	Geloc-3	.7 - 350	4-25	2 - 200	No	No
Concentración baja a alta	M. Baker Co	.7 - 175	4-25	0.5 - 120	No	No
Concentración baja a alta	Geloc - 3x					
Lignosulfato Blow - all	Producto de la Halliburton Co.	.3 - 6.3	8-15	3 - 90	SI	SI
PM	Producto de la Cementation Co.	3.5 - 35	2-4	5 - 120	SI	SI
Ferra-firma	Producto de la Cementation Co.	.7 - 3.5	2-5	10 - 300	SI	SI
Lignosol	Producto de la Lignosol Co.	.7 - 3.5	50	10 - 1000	SI	SI
Acresamida Per-gene	Perulfato de sodio o amonio y Oxide	3.5 - 35	1.2-1.6	0.1 - 1000	SI	SI
Formaldehido Urea-Formal dehido	Producto de la Halliburton Co.	>70	10	4 - 60	SI	SI
Urea-Formal dehido	Producto de la Cyanamid Co.	>35	13	1 - 60	SI	SI
Resorcinol Formaldehido	Producto de la Cementation Co.	>35	3.5	---	SI	SI
Fannin-Para- formaldehido	Borden Co. MQ-8	---	---	---	SI	SI
Geosol MQ-4 y MQ-5	Producto de la Borden Co.	---	---	---	---	---
Acido graso no saturado Polythixon PFD	Producto de la Cementation Co.	>35	10 - 80	25-360	No	No

\* Materiales que deben manejarse con precaución y/o ropa de protección.

\*\* Contamina el agua con la que entra en contacto

\*\*\* Disponible bajo las denominaciones de PMG o Injectite-Q.



se agregan en forma simultánea, debido a las reacciones que tiene la arcilla.

b) Equipo.

El equipo más comunmente utilizado y adecuado para la preparación de las mezclas consiste en: dosificadores, mezcladoras y el aparato Johnny.

Las dosificadoras y mezcladoras van desde las más sencillas, que consisten en un tanque de forma cilíndrica con una capacidad de 200 lts., equipado con aspas que giran muy lentamente; hasta las más recientes que están equipadas con una bomba centrífuga, que substituye a las aspas de alta velocidad.

Por otra parte, el aparato Johnny, se utiliza para lechadas muy espesas y de granos gruesos y su mecanismo desempeña un trabajo similar al de las bombas y mezcladoras en forma conjunta.

c) Central de Inyección.

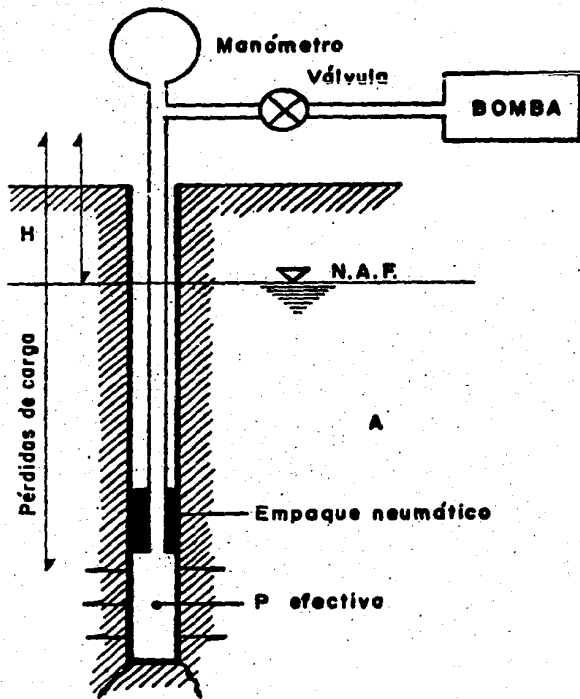
Consiste en una instalación que se encarga de controlar todo el procedimiento de inyección, desde que se mezclan los materiales de la lechada hasta que se inyecta en el terreno. Además de que desarrolla una función preventiva, tanto para evitar intoxicaciones al personal que maneja la mezcla como deterioros al medio ambiente.

## METODO DE INYECCION EN MEDIOS POROSOS O GRANULARES

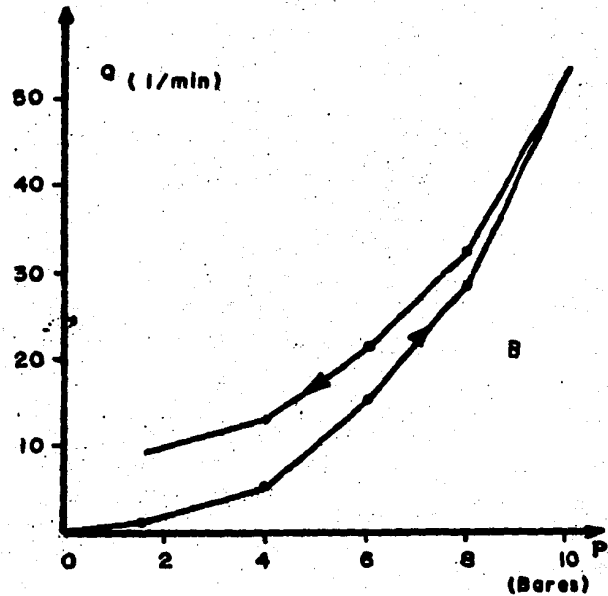
Este método se le denomina por "tubo de manguitos" y consiste en introducir en una perforación previamente realizada, un tubo de PVC de 50 a 60 mm. de diámetro perforado en forma uniforme en toda su longitud, en cada perforación del tubo está colocado un hule que asemeja una válvula y se le llama manguito, este hule está diseñado de tal forma que permite la inyección de la lechada, y una vez en el exterior del tubo no le permite que regrese al interior del mismo, ya que se forman canales que al obturarse evitan la penetración del líquido.

La perforación se hace por percusión y cuando es muy profunda por rotación. Se va introduciendo un ademe por el cual una vez que llegó a la profundidad requerida, se introduce el tubo de manguitos y a su vez se extrae el ademe, quedando un espacio entre el tubo y el suelo, el cual es rellenado con una lechada de cemento y arcilla, para evitar que haya desprendimientos, pero a su vez que tenga una baja resistencia para cuando se haga la inyección, la lechada pueda perforarla fácilmente.

Para lograr una mejor homogeneización del terreno

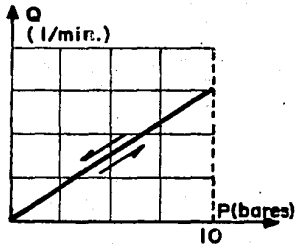


A) DISPOSITIVO DE PRUEBA

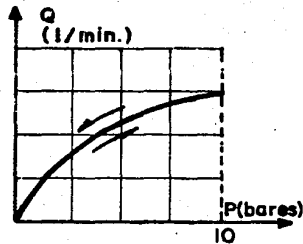


B) GRAFICA RESULTANTE

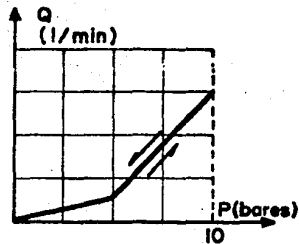
FIG.26-PRUEBA LUGEON (15)



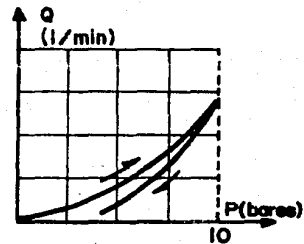
a) FLUJO LAMINAR  
(idealizado)



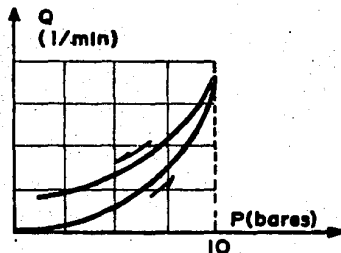
b) FLUJO TURBULENTO



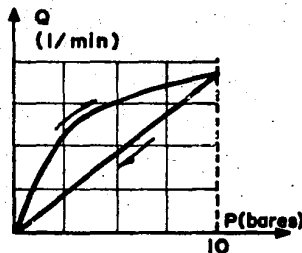
c) APERTURA ELÁSTICA  
DE FISURAS



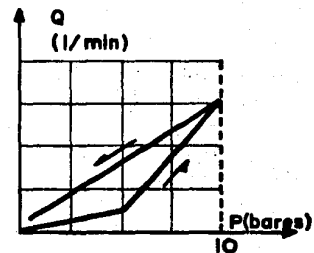
d) TAPONAMIENTO



e) DESTAPONAMIENTO

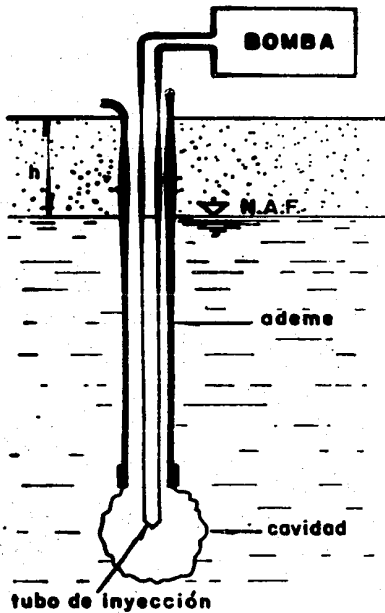


f) BLOQUEO DE PRE-  
SIONES

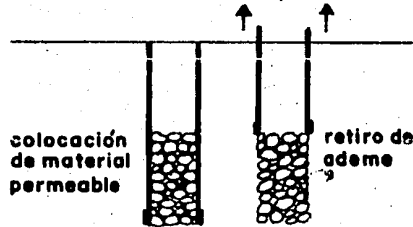


g) DESBLOQUEO DE  
PRESIONES

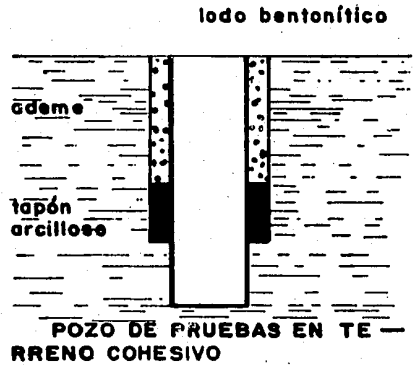
**FIG.27-FORMA TÍPICA DE LAS GRÁFICAS GASTO — PRESIÓN (Q-P) PARA DIVERSOS CASOS OBSERVADOS DE PRUEBAS LUGEON (15).**



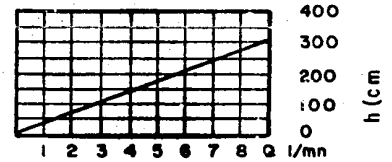
DISPOSITIVO DE PRUEBAS



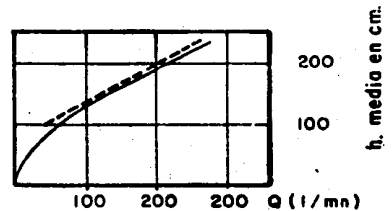
CONFECCION DE UN POZO DE PRUEBAS EN TERRENO INESTABLE



POZO DE PRUEBAS EN TERRENO COHESIVO



PRUEBA A NIVEL CONSTANTE



PRUEBA A NIVEL VARIABLE

FIG.28:PRUEBA LEFRANC (15)

a inyectar, es necesario distribuir las perforaciones de una manera adecuada, ya que con una sola fila de barrenos no es suficiente.

La distancia recomendada entre perforaciones es de 3 m. a 5 m. y entre filas de 1 a 3 m.

El equipo más adecuado para la inyección en este tipo de terreno es: la bomba de pistones, por lo general de dos émbolos en oposición, ya que permite aplicar presiones de más de  $100 \text{ Kg/cm}^2$  con gastos de hasta 1 Lt/seg., adicionalmente equipadas con manómetros y obturadores.

Las presiones más usadas para inyección son de  $1 \text{ Kg/m}^2$  por metro de profundidad en Europa, y de  $0.25 \text{ Kg/cm}^2$  (aproximadamente  $1 \text{ lb/plg}^2$  por pie de profundidad) en Estados Unidos y Sudamérica.

Para controlar la inyección de la lechada y ver si resultó efectiva, se realizan dos tipos de pruebas: Lu gón para macizos rocosos y Le franc para suelos aluviales. Ambas pruebas se refieren a la permeabilidad del terreno.

Por último, el costo de la inyección se determina por metro cúbico de terreno tratado, tomando en cuenta

*ciertos factores, entre otros, los productos constitutivos de la mezcla, tipo y número de máquinas usadas para las perforaciones, tipo de terreno, preparación e inyección de la mezcla, etc.*

#### 4.- DISCUSION DE ALTERNATIVAS.

Una vez expuesta la problemática y alternativas de las cimentaciones en general, se pasará a analizar el comportamiento que tiene cada una de esas alternativas, en suelos localizados en zonas de relleno. Tomando en cuenta que este tipo de terreno posee características muy particulares, entre otras, falta de confinamiento, están constituidas por una diversidad de materiales (boleos, cascajo, materia orgánica, etc), existencia de aquedades, etc.

##### a) Zapatas aisladas y corridas.

Este tipo de cimentación no es muy recomendable en este tipo de terrenos, debido a que tanto en las zapatas aisladas como en las corridas se llegan a presentar asentamientos diferenciales en cada una de ellas, como consecuencia de las características propias del suelo, ya que debido a la heterogeneidad del mismo, la respuesta va a ser diferente en cada zapata, en función de la capacidad de carga y las oquedades del suelo, porque no es lo mismo que está desplantada en roca sana a estar en suelo compresible o sin confinamiento, ya que éste último, al sobrecargarlo, disminuye su



volumen, causando asentamientos a la estructura y por lo consiguiente esfuerzos adicionales a ella, llegando a causar daños estructurales.

b) Losas.

Esta alternativa es más recomendable que la anterior, pero debe ser rígida para absorber las discontinuidades que pudieran llegar a presentarse en el terreno, principalmente asentamientos, como producto de la falta de compacidad del suelo.

Pero cuando hay saturación hasta el nivel superficial, o aun sin ella, y debido a las características del terreno (muy heterogéneo y granular) se llega a presentar migración de material, producto del flujo de agua, causando socavación y cuando ésta se da en un extremo puede provocar que se incline la losa y con ello la estructura desplantada sobre de ella, pero sin provocarle daños estructurales, la única consecuencia que se presentaría es la de tener hundimientos diferenciales o totales no tolerables por la estructura, en muchas ocasiones.

Las dos alternativas anteriores son las denominadas superficiales y por lo mismo más económicas, sin embargo, las losas en ocasiones responden adecuadamente.

de acuerdo a su rigidez y a la compactación del terreno, no así las zapatas, las cuales son poco recomendables en este tipo de terrenos.

A continuación se discutirá una alternativa intermedia entre las superficiales y profundas:

c) Cajones.

Como en esta opción se tiene que realizar una excavación el costo se eleva, en comparación con las superficiales, pero se puede amortizar, aprovechando el espacio del cajón, por ejemplo en un edificio, para estacionamiento o sótano.

El principio básico de esta alternativa es una substitución de pesos y en función de esto, se pueden clasificar en:

Cimentación Subcompensada. -

Es cuando el peso del material excavado es inferior al del peso total de la estructura por desplantar; las consecuencias que acarrea esto es que debido al sobrepeso transmitido, el subsuelo sufre hundimientos, producto de la sobrecarga y falta de resistencia del mismo. Para evitar el asentamiento de la estructura, se le pueden colocar pilas o pilotes para trans

mitir dicha carga hasta un estrato resistente, llamán-  
dole a ésta, "cimentación mixta".

#### *Cimentación Totalmente Compensada.-*

Consiste en que el peso desalojado es igual al peso por desplantar; esta es la alternativa ideal para evitar cualquier problema, porque teóricamente se evitan los asentamientos, ya que no se le transmite esfuerzo adicional alguno al subsuelo.

#### *Cimentación Sobrecompensada.-*

Aquí, el peso del material excavado es superior al peso de la estructura por desplantar, por lo que se aligera el esfuerzo original que se le transmite al subsuelo, pudiendo causar en ocasiones expansión o "bufamiento" al mismo sobre todo cuando se trata de arcillas expansivas.

En las tres opciones mencionadas anteriormente, el riesgo de volteo disminuye por el empuje que reciben las paredes del cajón, pero a su vez deben reforzarse adecuadamente, para que no fallen estructuralmente, ya que cuando hay agua reciben un empuje adicional en paredes y piso, denominado "generación de sub-presiones".

Ahora, cuando el material superficial es del to-

do inadecuado para cimentar, las opciones para transmitir las cargas actuantes a estratos resistentes más profundos son las siguientes:

d) Pilas y Pilotes.

Estas dos alternativas se aplican cuando existe suelo suave principalmente, por lo que se analizarán en forma conjunta, ya que tienen una función semejante y se calculan mediante hipótesis parecidas.

La diferencia de utilizar una u otra alternativa es que cuando existen boleos, los pilotes tienen dificultades para penetrar o de plano no penetran; además que se pueden desviar.

En cambio, si los boleos son relativamente pequeños, la alternativa adecuada son las pilas, ya que cuando se realiza la excavación para su construcción se pueden extraer dichos boleos, debido a que el diámetro normal de una pila es de 90 cm. y se puede maniobrar más o menos holgadamente, incluso se le amplía la base, en forma de campana, para incrementar su capacidad de carga.

Por otra parte, cuando el terreno está constituido por grandes bloques de piedra, deshechos de losas grandes, se tiene dificultad para excavar o hincar de

bido a su presencia, las alternativas anteriores se -  
deben descartar, ya que no son aplicables en el suelo  
que tiene las características mencionadas, por lo que  
si se quiere cimentar, se tiene que recurrir a otros  
métodos muy complicados y por ende demasiados costo-  
sos, como podían ser:

e) *Substitución de Material.*

Este método consiste en realizar una substitución  
del material inadecuado para cimentar, hasta una cier  
ta profundidad y colocar material controlado, por lo  
general arenas y gravas bien graduadas en su lugar.

El relleno controlado debe cumplir con las espe-  
cificaciones de proyecto, como es su compactación, es-  
pesor de capa, etc.

El costo de esta alternativa se eleva demasiado,  
ya que existe un gran movimiento de tierras al exca-  
var todo el material malo y el costo de la hora-máqui-  
na es alto, además hay que agregarle el de la maquina  
para colocar, compactar y acarrear el nuevo mate-  
rial.

f) *Inyecciones.*

En este método, no se tienen que excavar ni colo-

car materiales nuevos, el objetivo es mejorar las propiedades físicas y mecánicas del suelo malo, inyectan do lechadas para formar un bloque de considerables dimensiones, que reúna las condiciones adecuadas para poder desplantar una estructura, pero para esto se tiene que realizar minuciosos estudios de mecánica de suelos y así determinar si existen oquedades o cavernas por las que se puede filtrar el material aglomerante y causar pérdidas.

Para darse una idea del volumen de lechada a inyectar, se tiene que delimitar el radio de afectación de la cimentación en la masa de suelo y dividirlo entre dos, esto es, si se supone que la masa de suelo inadecuado afectado es un paralelepípedo de dimensiones X, Y, Z, el volumen por inyectar,  $V_I$ , se termina de la siguiente manera:

$$V_I = \frac{X \cdot Y \cdot Z}{2} \quad (u^3)$$

donde:

$u^3$ : Unidades de volumen (metro cúbico, yarda cúbica, etc.)

## 5.- CONCLUSIONES.

Como se indicó al principio de este trabajo, la población en la Ciudad de México se incrementa a un ritmo acelerado, que a su vez genera una serie de necesidades para su bienestar, el problema más crítico es el de la vivienda, seguido por los servicios más esenciales como son: agua potable, drenaje, transporte, escuelas, etc.

Una solución parcial a ese problema es la de aprovechar el espacio creado en las zonas de relleno, ubicadas por lo general en antiguas minas y tiraderos para crear asentamientos humanos.

Pero antes, el Gobierno debe intervenir realizando en primer término un censo para localizar y cuantificar estas zonas, posteriormente realizar los estudios correspondientes para recabar toda la información posible y así determinar las características particulares de cada una de las zonas.

Algunos datos que mayor importancia tienen, pueden ser:

- a) Materiales constitutivos.
- b) Espesor del estrato o estratos.

- c) *Propiedades físicas y mecánicas.*
- e) *Presencia de oquedades y cavernas.*
- f) *Existencia de agua superficial y subterránea.*
- g) *Etc.*

*Una vez procesada toda esa información, definir si la zona es apta o no para construir.*

*Si es adecuada para construir, entonces se debe hacer una clasificación de las estructuras que pueden desplantarse ahí, en función de las características - del suelo existente, ya que pueden ser del tipo industrial, habitacional, comercial, etc., pero antes debe rá dotársele de los servicios que van a requerir dichas construcciones y proporcionar la información necesaria para poder aplicar las alternativas de cimentación adecuadas, para evitar que sufran daños estructurales o asentamientos cuando ocurra un reacomodo de los materiales constitutivos del suelo; además de realizar una adecuada planificación para que su desarrollo sea armonioso.*

*Por lo contrario, cuando se llegue a la conclusión de que el terreno no sirve para crear asentamientos humanos, ya sea porque definitivamente es malo el terreno o las alternativas de cimentación son muy cos*



tosas, entonces la opción más honesta será dar origen a una zona recreativa, mediante la construcción de - parques, campos deportivos, etc.

## 6.- REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.

- 1.- Marsal R. y Mazari M.  
*El Subsuelo de la Ciudad de México.*  
Tomos I y II.  
Ed. U.N.A.M., 1969.
- 2.- Sokolovski, V. V.  
*Statics of Soil Media.*  
Butterworths Scientific Publications.  
1960.
- 3.- Sedano L. S.  
*Apuntes del Curso de Geotecnia III.*  
Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.  
México, 1985.
- 4.- Juárez B. y Rico R.  
*Mecánica de Suelos.*  
Tomos I y II.  
Ed. Limusa, 1983.
- 5.- Peck R. B., Hanson W. E. y Thornburn T. H.  
*Ingeniería de Cimentaciones.*  
Ed. Limusa, 1983.

- 6.- Peurifoy R. L.  
Métodos, Planteamientos y Equipos de Construcción.  
Ed. Diana, 1963.
- 7.- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.  
Exploración Geotécnica.  
México, 1986.
- 8.- Manual de Diseño de Obras Civiles, C.F.E.  
Tratamiento de Macizos Rocosos, B. 3.5.  
México, 1980.
- 9.- MONITEC, S.C.  
Estudio de la Cimentación de la Unidad Habitacio--  
nal, San Juan de Dios.  
Guadalajara, Jal., 1984.
- 10.- MONITEC, S.C.  
Morales y M. R. y Chacón V. J. O.  
Sismología y Sismicidad; Macrosismo del 19 de Sep-  
tiembre de 1985.  
México, 1986.

- 11.- Morales y M. R.  
*Reflexiones sobre el Uso del Suelo en el Valle de México.*  
México, 1983.
- 12.- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.  
*Cimentaciones en Zonas Minadas de la Ciudad de México.*  
México, 1976.
- 13.- Rico R. y Del Castillo H.  
*La Ingeniería de Suelos aplicada a las Vías Terrestres.*  
Ed. Limusa, 1980.
- 14.- Barbara Z. F.  
*Materiales y Procedimientos de Construcción.*
- 15.- Morales y M. R.  
*Apuntes sobre Consolidación de Suelos Compresibles.*  
México, 1986.
- 16.- Hass M. H.  
*Apuntes del Curso de Geotecnia IV*  
*Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.*  
México, 1985.