



## RESUMEN

### METODOLOGIA DE CALCULO Y DISEÑO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

En los tres primeros capítulos se tratan la clasificación de las cimentaciones, los métodos de prospección geotécnica y ensayos de laboratorio además del fenómeno de la consolidación.

A partir del capítulo cuatro se tratan las diferentes teorías para la obtención de la capacidad de carga última del suelo dadas por Prandtl, Terzaghi y Brinch Hansen con sus respectivas acotaciones y limitaciones incluyendo ; luego de la obtención de la capacidad portante última se trata la capacidad por asentamientos, capítulo cinco, aspecto de gran importancia ya que en muchas ocasiones el fenómeno del asentamiento es el que prima para el diseño y elección de la cimentación; además en este capítulo se incluyen tablas y gráficos que contiene asentamientos tolerables y distorsiones admisibles para diferentes tipos de estructuras.

Para culminar este trabajo; se incluyen dos capítulos más, en los cuales se tratan la obtención de los esfuerzos de diseño para los miembros estructurales y las especificaciones respectivamente; por un lado se llega a obtener la distribución de esfuerzos para el diseño de la



cimentación y se adjunta la metodología de cálculo del método rígido convencional y el método flexible aproximado, por otro lado se indican las especificaciones más importantes para el diseño de cimentaciones desde excavación hasta llegar a las normas para el hormigón armado.

**PALABRAS CLAVES:** Prandtl, Terzaghi , Brinch Hansen, cimentaciones, métodos de exploración, prospección geotécnica, consolidación, capacidad de carga, asentamientos, metodología de cálculo, método rígido convencional, método flexible.



## INDICE

<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	19
<b>OBJETIVOS</b> .....	21
<b>HIPÓTESIS</b> .....	22
<b>FUNDAMENTACIÓN</b> .....	22
<b>ALCANCE</b> .....	23
<b>ACTUALIDAD DEL TEMA</b> .....	23
<b>CAPITULO 1: TIPOS DE CIMENTACIONES</b> .....	25
1.1 Generalidades y tipos de cimientos.....	25
1.2 Definición de cimiento .....	26
1.3 Tipos de cimentaciones.....	26
1.3.1 Clasificación de las cimentaciones superficiales.....	27
1.3.1.1 Por su forma.....	27
1.3.1.2 Por su simetría.....	31
1.3.1.3 Teniendo en cuenta el tipo de carga que actúa sobre la cimentación.....	31
1.4 Clasificación de las cimentaciones profundas.....	32
1.5 Criterios para escoger el tipo de cimentación.....	36
1.5.1 Uso de las cimentaciones.....	37
1.5.2 Requisitos esenciales que debe cumplir el proyecto de una cimentación superficial...41	
<b>CAPITULO 2: PROSPECCION GEOTECNICA</b> .....	43
2. Métodos de exploración.....	43
2.1 Mapeo geológico.....	43
2.2 Métodos de Exploración Directa.....	45
2.1.1 Excavaciones a cielo abierto (Calicatas y Trincheras).....	45
2.1.2 Perforaciones con barrenos helicoidales o posteadoras.....	47
2.2.3 Método de Lavado.....	48
2.2.4 Método de penetración estándar (SPT)..	50



2.2.5	Cono de penetración estándar (CPT)...	57
2.2.6	Métodos de perforación con barrenos huecos.....	63
2.2.7	Tubos de pared delgada.....	64
2.2.8	Dilatómetro.....	66
2.3	Métodos de Exploración Indirecta (Geofísicos)...	71
2.3.1	Método Sísmico.....	72
2.3.1.1	Sísmica de Reflexión.....	72
2.3.1.2	Sísmica de Refracción.....	74
2.3.2	Método de Resistividad Eléctrica.....	78
2.4	Investigación del sitio de obra.....	78
2.5	Ensayos de laboratorio.....	84
2.5.1	Prueba de Corte Directo.....	87
2.5.2	Prueba de Compresión Simple.....	88
2.5.3	Ensayo Triaxial.....	89

### **CAPITULO 3: CONSOLIDACION.....91**

3.1	Consolidación.....	91
3.1.1	Introducción.....	91
3.1.2	Asentamientos Elásticos.....	92
3.1.3	Asentamientos por Consolidación.....	92
3.2	Consideraciones fundamentales sobre consolidación.....	97
3.3	Prueba de consolidación unidimensional en el laboratorio.....	102
3.4	Curva relación de vacíos vs. esfuerzo efectivo (EOP).....	105
3.5	Consolidación secundaria.....	108
3.6	Cálculo del Asentamiento total.....	110
3.7	Esfuerzo de preconsolidación.....	111
3.8	Teoría de consolidación de Terzaghi.....	113
3.9	Soluciones en el caso de suelos muy compresibles.....	117

### **CAPITULO 4: CAPACIDAD PORTANTE ÚLTIMA Y FACTOR DE SEGURIDAD.....119**



4	Capacidad de carga última.....	119
4.1	Capacidad de Carga.....	119
4.2	Teorías de capacidad portante última.....	120
4.2.1	Solución de Prandtl.....	120
4.2.2	Teoría de Karl Terzaghi.....	122
4.2.3	Solución de Brinch Hansen.....	125
4.2.3.1	Zapatas rectangulares.....	126
4.2.3.2	Factores de profundidad.....	128
4.2.3.3	Factores de inclinación.....	129
4.2.3.4	Factores de inclinación de la Base.....	130
4.2.3.5	Factores de inclinación del terreno.....	131
4.2.3.6	Factores de carga de Prandtl.....	131
4.3	Modificaciones por nivel freático.....	133
4.4	Capacidad de carga última neta.....	134
4.5	Cimentaciones compensadas.....	134
4.5.1	Tipos de cimentación compensada.....	136
4.6	Capacidad de carga neta admisible.....	137
4.7	Capacidad de carga neta admisible.....	137
4.8	Ejemplo de cálculo.....	144

## **CAPITULO 5: CAPACIDAD POR ASENTAMIENTOS... 153**

5	Capacidad por asentamientos en las cimentaciones superficiales.....	153
5.1	Tipos de asentamientos de cimentaciones.....	153
5.1.1	Asentamiento inmediato.....	153
5.1.1.1	Asentamiento inmediato de cimentaciones Sobre arcillas saturadas.....	157
5.2	Presión admisible de carga en arena basada en consideraciones de asentamiento.....	160

## **CAPITULO 6: OBTENCION DE ESFUERZOS DE DISEÑO..... 170**



6 Obtención de esfuerzos de diseño.....	170
6.1 Cimentaciones cargadas excéntricamente.....	170
6.2 Losas de cimentación.....	172
6.2.1 Tipologías de losas de cimentación.....	173
6.3 Rigidez de las placas o losas de cimentación...	174
6.4 Presiones actuantes bajo una losa de Cimentación.....	175
6.5 Diseño estructural de losas de cimentación.....	177
6.5.1 Método rígido convencional.....	177
6.5.1.1 Metodología de Diseño.....	178
6.5.2 Método flexible aproximado.....	183
6.5.2.1 Metodología de Diseño.....	190
6.6 Disposiciones especiales para losas y zapatas del (ACI 318M-05).....	194
6.6.1 Cortante.....	194
6.7 Ejemplo de cálculo con el método rígido convencional.....	196
<b>CAPITULO 7: ESPECIFICACIONES.....</b>	<b>204</b>
7 Especificaciones.....	204
7.1 En suelo.....	204
7.2 En roca.....	208
7.3 Hormigón.....	208
7.4 Criterios para el diseño de plintos en hormigón.	210
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>216</b>
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....</b>	<b>218</b>



*UNIVERSIDAD DE CUENCA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL*



**UNIVERSIDAD DE CUENCA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**

**METODOLOGIA DE CALCULO Y DISEÑO DE  
CIMENTACIONES SUPERFICIALES**

**AUTORES:**

**Wilson Eduardo Núñez López  
Carlos Enrique Ochoa Vintimilla**

**DIRECTOR:**

**Ing. Luis Matute Díaz**

**Disertación de la Monografía, presentada a la  
Facultad de Ingeniería para la obtención  
del Título de Ingeniero Civil**

**CUENCA, ECUADOR  
Julio-2007**



## ***Dedicatoria***

A mi hija Nicole Sofía, quien es la luz de mi vida, eres la persona que llena mi mundo y me da la fuerza necesaria para seguir adelante y cumplir mis proyectos.

A mi esposa Karina, que siempre estuvo a mi lado; aunque las circunstancias muchas veces nos fueron adversas siempre estuvimos juntos para superarlas, has sido y serás un pilar muy importante en mi vida; te amo.

A mis padres y hermanas quienes siempre estuvieron dispuestos a brindarme su apoyo incondicional, su paciencia y cariño, sin los cuales nada de esto pudiera haberse concretado.

*Wilson Eduardo Núñez López*





## **AGRADECIMIENTOS**

Primordialmente agradezco al Divino Creador, quien traza los caminos de la vida de maneras misteriosas y gracias a El; tuve la oportunidad de conocer a grandes personas y culminar mi carrera universitaria.

A mi esposa Karina y mi hija Nicole; por el amor y la paciencia entregados hacia mi persona, agradezco el permanecer juntos a pesar de todos los inconvenientes; siempre estaré en deuda con ustedes.

A mis Padres Wilson y Janeth, por haberme regalado grandes enseñanzas de vida, de amor, de desprendimiento, responsabilidad y trabajo; quienes nunca me abandonaron y siempre creyeron en mí, impulsándome a concretar todas mis metas.

A mi tía Ine; con quien tuve la suerte de compartir mi niñez y parte de mi adolescencia, persona a la cual le debo mucho en esta vida, gracias por nunca dejarme solo.

A mi tutor Ing. Luis Matute Díaz por compartir sus conocimientos, sacrificar su tiempo y el de su familia, para brindarnos



todo el apoyo posible para la culminación de este trabajo.

A mis compañeros y amigos que han estado conmigo a lo largo de mi carrera brindándome su apoyo incondicional.

A todos ustedes:

¡Mil Gracias!

*Wilson Eduardo Núñez López*



## ***Dedicatoria***

Esta monografía está dedicada a mis padres que siempre me han brindado su apoyo incondicional, de igual manera a mi hermana, y para mi hermanito quien no se encuentra presente pero su recuerdo sigue vivo.

**Carlos Enrique Ochoa  
Vintimilla.**



## **AGRADECIMIENTOS**

Principalmente le agradezco a Dios por la vida, y por saberme guiar por los caminos del bien, y ser la persona que soy.

A mis padres, por saberme escuchar y entender todos los problemas que se me presentaron en la vida Universitaria, haberme brindado su cariño y amistad.

A mi hermana por brindarme su amistad y comprensión, a mi hermanito que siempre me ha cuidado, bendecido y siempre estará presente en mi vida, a mi tía Pricila, que me ha brindado su apoyo incondicional.

A mi tutor Ing. Luis Matute Díaz por compartir sus conocimientos, y brindar su tiempo para que este trabajo se haya culminado de la mejor manera.

A todos y cada uno de ustedes:

¡Muchas Gracias!

**Carlos Enrique Ochoa  
Vintimilla.**



## LISTA DE ABREVIATURAS

$A$  = Área de la base de cimentación ( $m^2$ )

$A_1, A_2$  = Funciones de  $r/L'$

$A_s$  = Área de acero por ancho unitario

$B$  = Ancho de la cimentación

$B'$  = lado menor efectivo de la cimentación entre.

$B \rightarrow$  Ancho de zapata.

$c$  = cohesión.

$C_N$  : es el factor de corrección

$C_\alpha$ : coeficiente de consolidación secundaria del suelo

$C_c$ : coeficiente de compresión del suelo

$C_r$ : coeficiente de recompresión del suelo

$d_\gamma, d_c, d_q$  = factores de profundidad.

$d_f \rightarrow$  Profundidad de cimentación.

$D_0$  = diámetro de la base del cimiento (m).

DL: carga muerta

$e$  = excentricidad en general (m).

$E$  = Modulo de Elasticidad.

$e_0$ : relación de vacíos inicial del suelo

$E_F$  = Módulo de elasticidad del material de la cimentación

$E_F$  = Módulo de elasticidad del material de la cimentación



$E_s$  = Módulo de elasticidad del suelo

$f_c'$  = Resistencia a compresión del concreto a los 28 días  
(MN/m<sup>2</sup>)

$F_d$  = factor de profundidad =  $1 + 0.33\left(\frac{D_f}{B}\right) \leq 1.33$

$F_S$  = factor de seguridad global.

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del refuerzo en tensión

$g_y, g_c, g_q$  = factores de inclinación del terreno.

$H$  = carga horizontal.

$i_y, i_c, i_q$  = factores de inclinación de carga.

$I_F$  = Momento de inercia de la sección transversal de la cimentación

IP: Índice de plasticidad

$I_x = (1/12)BL^3$  = Momento de inercia respecto al eje x

$I_y = (1/12)LB^3$  = Momento de inercia respecto al eje y

$k_{(B \times B)}$  = Coeficiente del módulo del subsuelo de una cimentación cuadrada con dimensiones B x B

$k$  = coeficiente del módulo del subsuelo de la cimentación rectangular (L x B)

$k_{0.3}$  y  $k$  = Coeficientes de la reacción del subsuelo de las cimentaciones que miden 0.3m x 0.3m y B(m) x B(m), respectivamente, (las unidades son kN/m<sup>3</sup>).

L: espesor de la capa que se va a consolidar

L: Longitud de la zapata.



$L^*$  = Es el lado efectivo mayor (m).

LL: carga viva

LL: Límite líquido

LP: Límite plástico

M = momento flector actuante a nivel de cimentación.

M = Momento sobre la cimentación

M' = momento flector actuante a nivel de la unión del cimiento con la estructura.

$M_r$  = momentoradial

$M_t$  = momentotangencial

$M_u$  = Momento factorizado

$M_x$  = Momento de las cargas de la columnas respecto al eje x  
=  $Q_e y$

$M_y$  = Momento de las cargas de la columnas respecto al eje y  
=  $Q_e x$

N' = carga vertical en la unión del cimiento con la estructura.

N = carga vertical resultante de todas las solicitudes a nivel de cimentación.

$N_F$  : valor N obtenido en el campo

$N_{cor}$  : es el valor de N corregido.

$N_\gamma$ ,  $N_c$ ,  $N_q$  = factores de capacidad de carga.

OCR: coeficiente de preconsolidación



$Q$  = Carga de la columna

$Q$  = Carga vertical total

$q'$  = presión efectiva que actúa en el nivel de solera alrededor del cimiento (kPa).

$Q_{br}$  = carga bruta de rotura resistente a la estabilidad de la base de la cimentación.

$Q_{bt}$  = carga bruta de trabajo resistente a la estabilidad de la base de la cimentación.

$Q_C$  = peso del cimiento.

$q_{neta(act)}$  = carga neta actuante.

$r$  = Distancia radial desde la carga de la columna

$s_\gamma, s_c, s_q$  = factores de forma.

$S$ : asentamiento total

$S_u$ : Esfuerzo no drenado.

$T$ : es un número adimensional llamado el factor de tiempo

$t$ : tiempo en el cual se quiere calcular la consolidación total

$t_p$ : tiempo de consolidación primaria de la capa a consolidar

$U$  = Carga factorizada de la columna (MN), o (carga de la columna) x (factor de carga)

$u'$ : presión de agua de poros en exceso creada por la consolidación

$U_o$  : Presión de poros *in situ*.





$V_c$  = Es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto

$V_n$  = Es la resistencia nominal al cortante calculada mediante

$V_s$  = Es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el acero de refuerzo para cortante

$V_u$  = La fuerza cortante factorizada en la sección considerada

$z$ : profundidad del suelo o muestra sometida a consolidación

$\gamma_{sat}$  = peso específico saturado del suelo.

$\delta$  = La deflexión en cualquier punto

$\mu_s$  = Relación de Poisson del suelo

$\phi$  = Factor de reducción 0.85

$\phi = 0.9$  = Factor de reducción.

$\delta_E$  = asentamiento tolerable.

$\Delta\sigma'$ : incremento en el esfuerzo efectivo.

$\Delta u$ : incremento en la presión de poro del agua.

$\sigma'_{v0}$ : Presión vertical efectiva de sobrecapa *in situ*.

$k_D$ : Índice de esfuerzo lateral

$I_D$ : Índice del material o del depósito

$\gamma_w$  = peso específico del agua.

$\gamma_d$  = peso específico seco.

$\sigma'_p$ : esfuerzo efectivo de preconsolidación del suelo

$\sigma'_f$ : esfuerzo efectivo final en la mitad de la capa a consolidar



$\sigma_0$ : esfuerzo efectivo inicial en la mitad de la capa a

consolidar

$\gamma'$  = peso específico sumergido.

$\gamma$  = peso específico en estado natural.

$\varphi$  = ángulo de fricción interna.



## INTRODUCCIÓN

Uno de los grandes problemas que debe enfrentar el Ingeniero Civil es la elección, análisis y diseño de las cimentaciones, ya sean éstas, superficiales o profundas; esto debido a que este diseño engloba la interacción de algunas disciplinas para llegar a una solución óptima y económica, teniendo muy en cuenta que no siempre la solución más económica es la técnicamente mejor.

La cimentación es la parte de una estructura cuya función fundamental consiste en transmitir las cargas de la estructura al suelo donde se apoya, de modo que no se produzca la falla del suelo subyacente, ni que se originen asentamientos excesivos que alteren el buen funcionamiento de la obra.

En el presente trabajo se presenta una compilación general para el diseño de cimentaciones superficiales, constituyéndose en un manual de diseño y estudio, ya que contiene desde la clasificación de las cimentaciones, los métodos de exploración del suelo hasta el diseño geotécnico y estructural de una cimentación.

Es importante el conocimiento previo y adecuado de las características geomecánicas del suelo que soporta e interactúa con la base de la cimentación y de igual modo se



debe tener presente la situación geográfica de la obra; de ahí que todos estos aspectos tengan influencia, tanto directa como indirectamente, es por esto que en los tres primeros capítulos se tratan la clasificación de las cimentaciones, los métodos de prospección geotécnica y ensayos de laboratorio además del fenómeno de la consolidación.

A partir del capítulo cuatro se tratan las diferentes teorías para la obtención de la capacidad de carga última del suelo dadas por Prandtl, Terzaghi y Brinch Hansen con sus respectivas acotaciones y limitaciones incluyendo ; luego de la obtención de la capacidad portante última se trata la capacidad por asentamientos, capítulo cinco, aspecto de gran importancia ya que en muchas ocasiones el fenómeno del asentamiento es el que prima para el diseño y elección de la cimentación; además en este capítulo se incluyen tablas y gráficos que contiene asentamientos tolerables y distorsiones admisibles para diferentes tipos de estructuras.

Para culminar este trabajo; se incluyen dos capítulos más, en los cuales se tratan la obtención de los esfuerzos de diseño para los miembros estructurales y las especificaciones respectivamente; por un lado se llega a obtener la distribución de esfuerzos para el diseño de la cimentación y se adjunta la metodología de cálculo del método rígido convencional y el



método flexible aproximado, por otro lado se indican las especificaciones más importantes para el diseño de cimentaciones desde excavación hasta llegar a las normas para el hormigón armado.

## **OBJETIVOS**

### **OBJETIVO GENERAL**

A lo largo de la carrera universitaria hemos palpado la necesidad de tener un documento que englobe muchos de los parámetros que hay que considerar para el diseño de las cimentaciones, en especial las superficiales que son las más usadas y de mayor aplicación en nuestro medio; por esta razón se decidió realizar este trabajo con el apoyo del Ing. Luis Matute.

### **OBJETIVOS ESPECIFICOS**

1. Llegar a una clasificación general y específica de las cimentaciones, además de exponer diferentes métodos de exploración del subsuelo incluyendo recomendaciones prácticas para el estudio en el sitio de la obra con ensayos de laboratorio necesarios.
2. Obtener la metodología de cálculo tanto para capacidad portante última, como capacidad por asentamientos, además de incluir gráficos y tablas de asentamientos y



distorsiones admisibles para diferentes tipos de estructuras.

3. Dar una metodología de cálculo para los diferentes tipos de cimentaciones y adjuntar las especificaciones más importantes que se deben respetar en el diseño y construcción de las cimentaciones.

## **HIPÓTESIS**

Al finalizar este documento se otorgará un trabajo que recoja los conceptos, ábacos, gráficos y figuras de los mejores estudios realizados hasta la actualidad y que sean de gran ayuda y apoyo para las futuras generaciones que cursen la carrera de ingeniería civil.

## **FUNDAMENTACIÓN**

La presente tesina se enmarca en los métodos de prospección, análisis y diseño de cimentaciones superficiales por aplicando las teorías más usadas en la practica profesional común.



**ALCANCE**

UNIVERSIDAD DE CUENCA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

En la presente monografía se otorgarán las herramientas necesarias para el diseño de diferentes tipos de cimientos superficiales, además se han elaborado ejemplos de cálculo tanto para capacidad portante última para cimientos cuadrados y circulares con la influencia del nivel freático aplicando las diferentes teorías de Terzaghi y Brinch Hansen, como para el diseño de una losa de cimentación con el método convencional rígido.

## **ACTUALIDAD DEL TEMA**

El mundo de la construcción se encuentra inmerso dentro de un incesante desarrollo y en casi cualquier proyecto de ingeniería se debe realizar el diseño de la cimentación, es por esto que al presentar este documento se pretende hacer una exposición unificada del proceso de diseño y análisis de las cimentaciones superficiales teniendo en cuenta que existen conceptos que son temas de cursos más específicos de análisis, es decir; no se trató de sustituir el tratamiento formal de estos temas, sino de mostrar de que manera éstos se insertan en el diseño global de las cimentaciones.



Cabe recalcar además, que los libros en español que son utilizados en el desarrollo de esta asignatura no tienen muchas de las veces el alcance teórico que tienen los libros extranjeros, es por esto que junto con la colaboración del Ing. Luis Matute se pudo llegar a concretar este documento.

Además esperamos que este trabajo sea de gran utilidad en la Universidad de Cuenca específicamente en el área de suelos y geotecnia de la Facultad de Ingeniería, ya que contiene información de muy alta valía en estos temas mencionados.





## CAPITULO 1

### TIPOS DE CIMENTACIONES

#### 1.1 Generalidades y tipos de cimientos

La cimentación es la parte de la estructura que permite la transmisión de las cargas generadas por la estructura hacia el suelo o hacia la roca subyacente.

Cuando los suelos reciben las cargas de la estructura, se comprimen en mayor o en menor grado, y producen asentamientos de los diferentes elementos de la cimentación y por consiguiente de toda la estructura. Durante el diseño se deben controlar tanto los asentamientos absolutos como los asentamientos diferenciales.

El suelo constituye el material de ingeniería más heterogéneo y más impredecible en su comportamiento, es por ello que los coeficientes de seguridad que suelen utilizarse, tienen en rango que oscila entre 2 y 4 con relación a la resistencia. La presencia de diferentes tipos de suelos y de distintos tipos de estructuras da lugar a la existencia de distintos tipos de cimentaciones.



Por lo tanto el diseño de cualquier tipo de estructura depende en gran medida de la naturaleza del suelo y las condiciones geológicas circundantes al lugar, así como de las transformaciones realizadas por el hombre en esos dos factores, razón por la cual después de un análisis técnico económico adecuado, tomando en cuenta la relación desempeño vs costo; el ingeniero debe encontrar la solución óptima de cimentación a utilizar; para lo cual a continuación se presenta una definición y clasificación de los diferentes tipos de cimentaciones:

## **1.2 Definición de cimientto**

El cimientto es un elemento estructural intermedio entre el suelo y la estructura, encargado de transmitir las cargas al suelo y cuyas dimensiones van a depender de las características estructurales de la obra y de las cargas que ésta transmita, así como del tipo de suelo o roca donde se sustenta la cimentación.

## **1.3 Tipos de cimentaciones**

Dependiendo de la ubicación y de las características de los estratos resistentes de los suelos los tipos de sistemas de cimentación más comunes se clasifican en profundos y



superficiales; existiendo también una clasificación tanto por su forma, como por la manera de transmitir las cargas al suelo.

**Cimientos Superficiales.**- Son aquellos cuya capacidad portante es producto solamente, del efecto o resistencia dado por su base; es decir, que las cargas actuantes solo se transmiten al suelo por la base del cimiento. La superficie o estrato de cimentación se localizan directamente debajo, o a una profundidad muy pequeña comparada con las dimensiones de la estructura.

**Cimientos Profundos.**- Son aquellos cimientos donde la capacidad portante de la cimentación está dada por la resistencia de su base y de su fuste. Existe cierta separación entre el estrato o los estratos resistentes y la base de la estructura propiamente dicha.

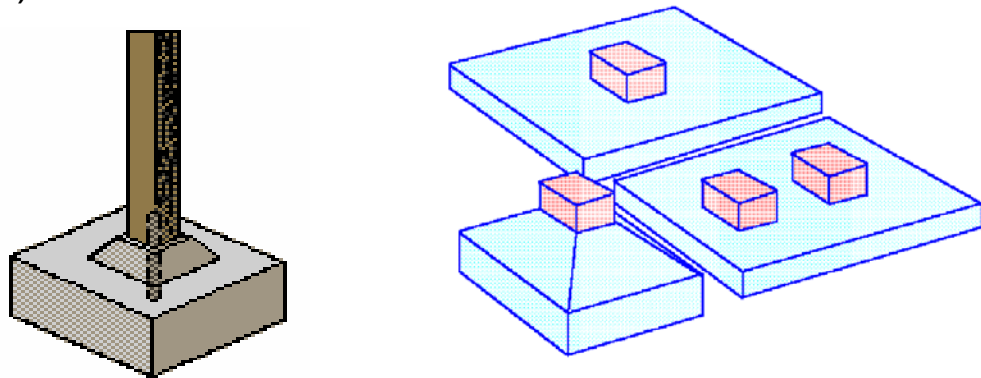
### **1.3.1 Clasificación de las cimentaciones superficiales**

#### **1.3.1.1 Por su forma**

**Cimientos Aislados.**- Se los utiliza como soporte de una sola columna, o de varias columnas cercanas, en cuyo caso sirve de elemento integrador. Pueden utilizar una zapata de hormigón armado, o un macizo de hormigón simple o de hormigón ciclópeo.



Las zapatas de Hormigón Armado deben de tener un espesor tal que asegure una rigidez mínima a la flexión como se indica en el capítulo 7 de Especificaciones en la sección 7.1.3 (Fig. 1.1).

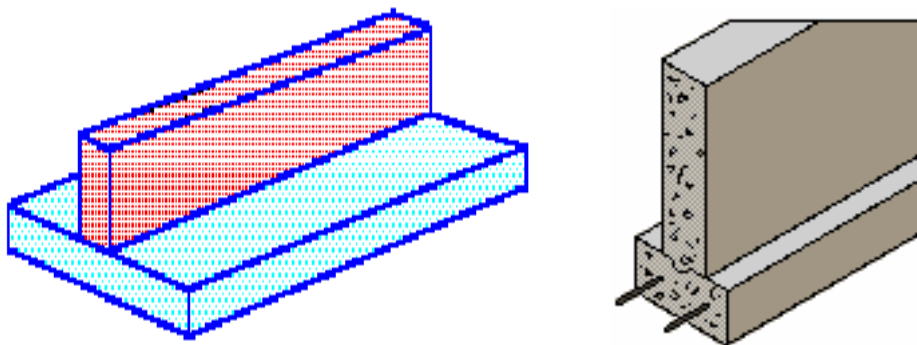


*Figura 1.1 Cimentaciones Aisladas*

(Fuente:

<http://bvirtual.espe.edu.ec/publicaciones/academicas/hormigon/hormigon08-b.htm>)

**Cimientos Corridos.**- Se las utilizan para cimentar muros o elementos longitudinales continuos de distintos materiales como hormigón o mampostería. (Fig.1.2)



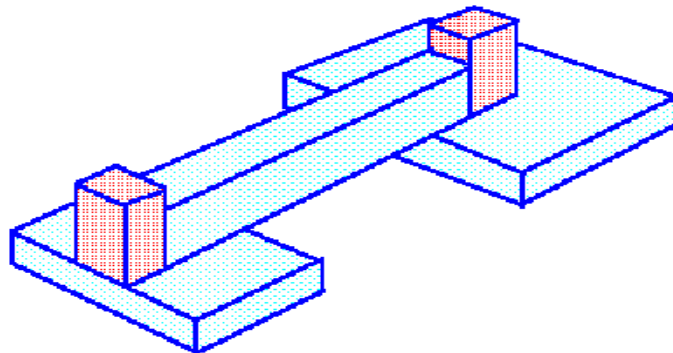


### Figura 1.2 Cimentaciones Corridas

(Fuente:

<http://bvirtual.espe.edu.ec/publicaciones/academicas/hormigon/hormigon08-b.htm>)

**Cimientos Combinados.**- Se los suele emplear para integrar el funcionamiento de una zapata inestable o ineficiente por sí sola, con otra zapata estable o eficiente. Se utiliza mediante una viga rígida. (Fig. 1.3).

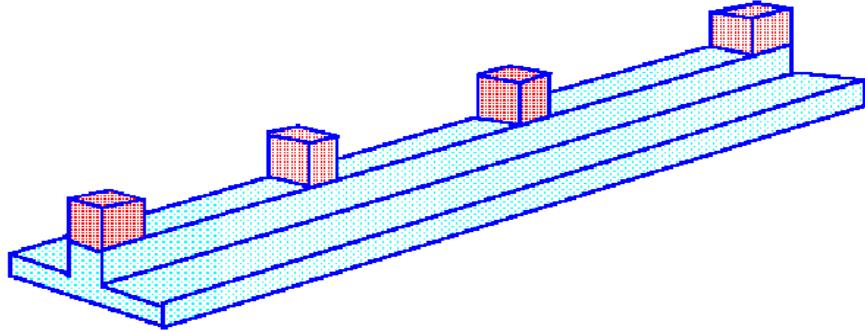


### Figura 1.3 Cimentaciones Combinadas

(Fuente:

<http://bvirtual.espe.edu.ec/publicaciones/academicas/hormigon/hormigon08-b.htm>)

**Vigas de Cimentación.**- Se las emplea en suelos poco resistentes, para integrar linealmente la cimentación de varias columnas. Cuando se integran las columnas superficialmente mediante vigas de cimentación en dos direcciones, se forma una malla de cimentación, su función es minimizar los asentamientos diferenciales y distribuir mejor la carga. (Fig. 1.4).

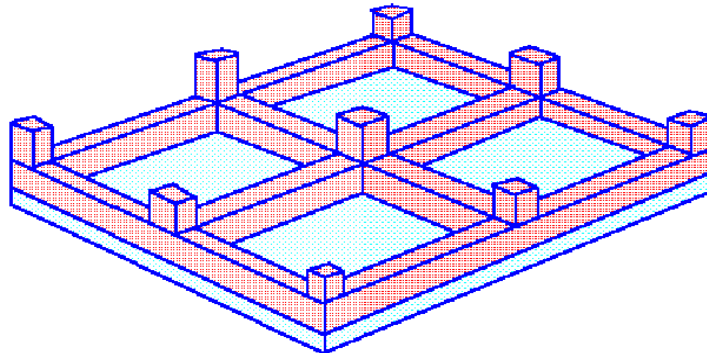


*Figura 1.4 Vigas de Cimentación*

(Fuente:

<http://bvirtual.espe.edu.ec/publicaciones/academicas/hormigon/hormigon08-b.htm>)

**Balsas o Losas de Cimentación.-** Son empleadas en suelos poco resistentes, para integrar superficialmente la cimentación de varias columnas. Cuando al diseñar la cimentación mediante cimientos aislados, la superficie de cimentación supera el 50% del área total, es recomendable utilizar losas de cimentación. (Fig. 1.5).



*Figura 1.5 Losas de Cimentación*

(Fuente:

<http://bvirtual.espe.edu.ec/publicaciones/academicas/hormigon/hormigon08-b.htm>)



### 1.3.1.2 Por su simetría

Por su simetría los cimientos superficiales pueden ser simétricos y asimétricos.

**Cimentaciones Simétricas.**- Son aquellas donde el centro de gravedad de la columna o pedestal esta situada en la vertical que pasa por el centro de gravedad de la base del cimiento. (Fig. 1.6).

**Cimentaciones Asimétricas.**- Los cimientos asimétricos son aquellos que no cumplen con la condición anterior; es decir, el centro de gravedad de la columna o pedestal no está ubicado en la vertical que pasa por el centro de gravedad de la base. (Fig. 1.7).

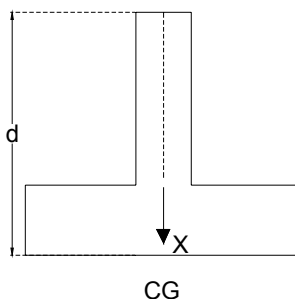


Figura 1.6 Cimentaciones Simétricas.

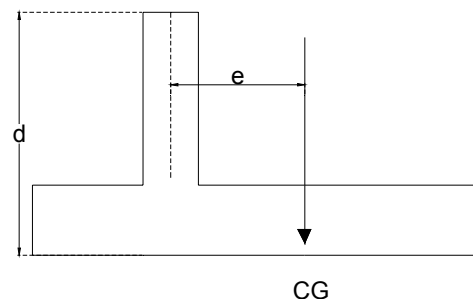


Figura 1.7 Cimentaciones Asimétricas.

(Fuente: Los Autores)

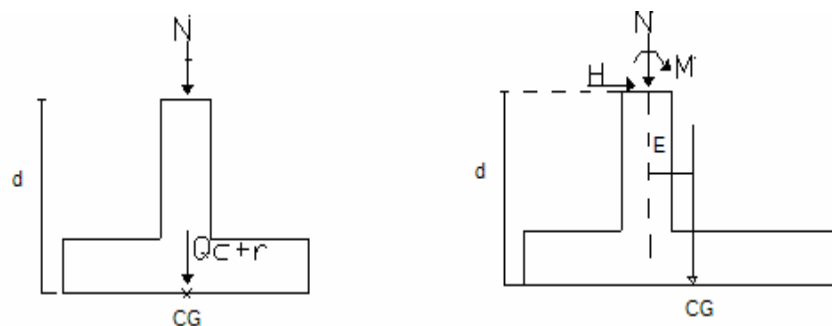
### 1.3.1.3 Teniendo en cuenta el tipo de carga que actúa sobre la cimentación

Se clasifican en cimientos cargados axialmente y cimientos cargados excéntricamente.



**Cimientos Cargados Axialmente.**- Son aquellos donde la resultante de todas las cargas verticales se encuentran aplicadas en su centro de gravedad; en este caso, sobre la cimentación solo actúan cargas verticales como se muestra en la (Fig. 1.8).

**Cimientos Cargados Excéntricamente.**- Serán aquellos donde la resultante de todas las fuerzas verticales no están aplicadas en el centro de gravedad de la base y se consideran cimientos excéntricos a aquellos que están sometidos a fuerzas horizontales y/o momentos (Fig. 1.9).



*Figura 1.8 Cimientos cargados axialmente. Figura 1.9 Cimientos cargados excéntricamente.*

*(Fuente: Los Autores)*

## 1.4 Clasificación de las cimentaciones profundas

Se originan naturalmente por la necesidad técnica y económica de trasladar las cargas de las estructuras a mantos profundos competentes a través de secuencias





estratigráficas débiles y compresibles, no aptas para soportar directamente elementos de cimentación.

Las cimentaciones profundas constituyen en amplio conjunto de soluciones estructurales y métodos constructivos, a los que tiene que recurrir cuando la profundidad necesaria, conjuntamente con los problemas asociados de estabilidad y control de agua, se vuelve excesiva o compleja para realizar una excavación convencional a cielo abierto hasta el manto portante. Estas cimentaciones suministran adecuada flexibilidad y libertad en la disposición arquitectónica y los sistemas estructurales, ya que ofrecen suficiente capacidad para asumir grandes variaciones en las cargas y el espaciamiento de columnas, y así lograr que los asentamientos diferenciales sean de pequeña magnitud.

Las cimentaciones profundas se clasifican en:

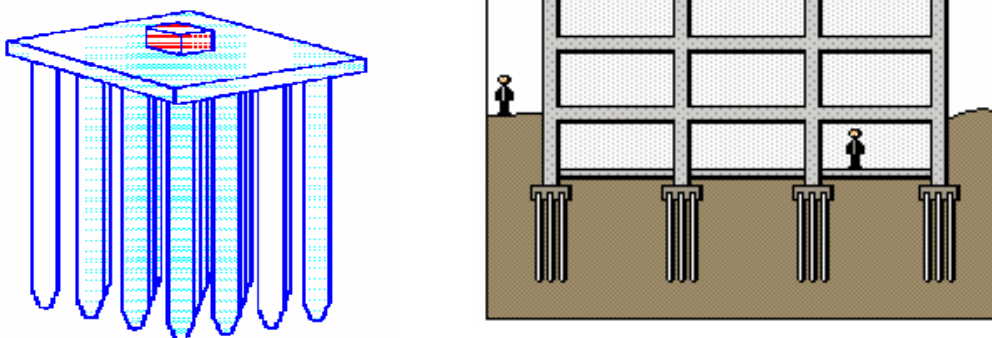
**Pilotes.**- Son elementos estructurales de tipo columnar, relativamente esbeltos que se instalan verticalmente o ligeramente inclinados. Se los emplea cuando los estratos resistentes de suelo son muy profundos. El hincado de pilotes permite que se alcancen esos estratos resistentes. Pueden ir acoplados a zapatas o losas. Se utilizan varios pilotes para sustentar a cada unidad de cimentación (Fig. 1.10).



La selección de parámetros y criterios de diseño, es muy significativa por lo cual hay que tener muy claro la distinción entre los pilotes hincados y los excavados:

- a) **Pilotes hincados.**- en los que un elemento prefabricado se hinca por medio de golpes de martinete dentro del terreno, con desplazamiento total del suelo.
- b) **Pilotes preexcavados y fundidos in situ.**- en los cuales previo al fundido del cuerpo del pilote se preexcava en el terreno una cavidad para alojarlo, evitando así el desplazamiento del terreno.

La sección transversal de los pilotes puede ser circular, ortogonal, hexagonal, cuadrada o una triangular, pueden tener forma de H, especialmente en el caso de pilotes metálicos, y ser sólidos o huecos.



*Figura 1.10 Pilotes Preexcavados*



(Fuente:

<http://bvirtual.espe.edu.ec/publicaciones/academicas/hormigon/hormigon08-b.htm>)

**Pilas o Pilares.-** Se las utiliza igualmente cuando los estratos resistentes se encuentran muy profundos, o en su defecto cuando la estructura es muy pesada o las condiciones geológicas son desfavorables; éstas transmiten las cargas de la estructura al lecho de suelo o roca estable sobre el que descansan (Fig. 1.11).

Se construyen por perforación o excavación de una cavidad cilíndrica; se colocan en caso necesario armaduras de refuerzo, y se funde el concreto en el interior de excavación. Se dispone de equipos de perforación que hacen posibles diámetros hasta 6m y profundidades que pueden exceder los 75m, sin embargo la mayor parte de las aplicaciones normales son típicos los diámetros entre 1 y 3m. Usualmente se busca que el diámetro sea lo suficientemente grande para permitir el acceso de personal con fines de inspección u operaciones constructivas. Cuando el terreno es favorable se produce un ensanchamiento en su base, en forma de tronco de cono o campana, para así obtener reducciones convenientes de la presión de contacto sobre el manto portante.



Las pilas constituyen en esencia una zapata de cimentación profundamente cimentada y una columna de soporte construidas en un pozo entibado, son útiles en los casos en que se desea aislar el cuerpo de la pila de movimientos indeseables del terreno vecino, o como medio de soporte a través de mantos que se excavarán posteriormente.

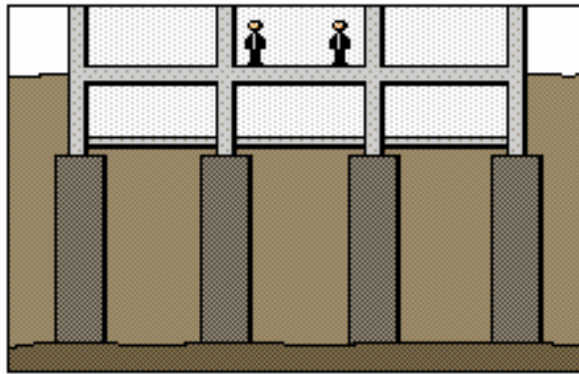


Figura 1.11 Pilas o Pilares.

(Fuente:

<http://bvirtual.espe.edu.ec/publicaciones/academicas/hormigon/hormigon08-b.htm>)

## 1.5 Criterios para escoger el tipo de cimentación

El criterio para usar uno u otro sistema de cimentación depende, tanto de la experiencia que tenga el proyectista, como de toda la información estructural, geológica y



geotécnica que pueda ser recolectada; a continuación se mencionan algunos parámetros que se deben tomar en cuenta para la correcta concepción del uso de las cimentaciones en los proyectos.

### **1.5.1 Uso de las cimentaciones:**

En general las cimentaciones superficiales son más económicas que las profundas y siempre se debe evaluar su posible utilización.

Se debe analizar el uso de cimentaciones profundas en los siguientes casos:

- El estrato resistente se encuentra a profundidades apreciables.
- La potencia de los suelos no aptos para construir es grande (suelos expansivos, turbas, etc.)
- La existencia de nivel freático, próximo a la superficie del terreno, que dificulta la construcción.
- Posibilidad de socavación del suelo existente en la base de las cimentaciones, debido a la acción erosiva de las corrientes de agua o del mar.
- Efectos dinámicos de sismos puede producir licuefacción de estratos superficiales.



A continuación se enumeran diferentes aspectos prácticos para la elaboración de un diseño de cimentaciones:

1. Completa claridad respecto a la estratificación del suelo y a sus propiedades físicas, igualmente información relativa al sitio y área adyacente a la construcción prevista.
2. Tener claros los conocimientos de ingeniería de cimentaciones y los depósitos existentes.
3. Conocimiento definitivo de los códigos de edificación y ordenanzas de construcción, y de las prácticas tradicionales de ejecutar cimentaciones por las diferentes organizaciones de la industria de la construcción.
4. Investigación cuidadosa de la maquinaria disponible y de los materiales de construcción y de su uso.
5. Factores económicos.

De acuerdo con la naturaleza del suelo y si ofrece una adecuada capacidad portante es usual por prudencia y economía emplear cimentaciones superficiales directas tipo zapatas. Uno de los principios básicos de diseño de cimentaciones usado con frecuencia en la práctica, es el de ubicar la base de las zapatas de cimentación tan cerca como



sea posible del nivel de la superficie del terreno (por supuesto, sujeto a exigencia de seguridad y códigos de edificación), si al hacerlo:

1. Se obtienen economías en costo de desagüe de la excavación.
2. Puede reducirse a magnitud tolerable los esfuerzos sobre capas del suelo subyacentes a mayor profundidad, compresibles y débiles.
3. Se puede obviar el cambio de la capacidad portante de una capa de arcilla que resiste presión de agua.
4. Se hace posible ejecutar los trabajos de excavación y colocación del concreto por encima del nivel freático.

Sin embargo al hacer la cimentación, si se encuentra suelo con alta capacidad de carga o roca a una mayor profundidad bajo la superficie del terreno, puede llegar a ser inevitable el uso de cimentaciones profundas, especialmente cuando:

1. No puede distribuirse las cargas estructurales.
2. El desagüe de la excavación acarrea dificultades en el trabajo de cimentación (peligro inminente de erosión y colapsos).
3. Existe, en suelos arcillosos, una fuerte tendencia de la estructura a asentarse.



4. La estabilización geotécnica de las capas débiles intercaladas se presenta prohibitiva.
5. Puede anticiparse que en el futuro se harán excavaciones en el suelo o se colocarán cimentaciones profundas cerca de la estructura contemplada.

Algunos factores que inciden en la selección y diseño de las cimentaciones con pilotes son:

1. Los pilotes de madera no tratada deben siempre permanecer por debajo de la cota más baja de fluctuación del nivel freático para evitar su deterioro.
2. En algunos medios acuáticos, los insectos perforadores marinos pueden atacara los pilotes de madera.
3. La consolidación de capas compresibles de suelo, bajo el estrato portante del pilotaje, puede ocasionar el asentamiento de cimentaciones sobre pilotes.
4. Se debe comprobar el estrato portante de los pilotes para verificar que pueden soportar su sistema completo.
5. La consolidación de capas de suelo a lo largo del pilote, producida por sobrecargas en la superficie del terreno, genera fricción negativa de los mantos en contacto con los pilotes.





### **1.5.2 Requisitos esenciales que debe cumplir el proyecto de una cimentación superficial**

Para que se considere satisfactorio el proyecto de una cimentación debe cumplir:

- Estar situada a una profundidad adecuada para impedir posibles daños a la construcción que sustenta debido a cambios climáticos, socavación o acciones que pueda generar las futuras construcciones próximas al lugar.
- Ser segura contra una posible falla por capacidad resistente de la base de la cimentación o pérdida de estabilidad de ella.
- Como elemento estructural debe ser capaz de resistir los esfuerzos que lleguen a ella.
- Lados o diámetro del cimiento,
- Cumplir los requisitos asociados al criterio de estabilidad y deformación.
- Tipo de suelo en el cuál se apoya el cimiento, definido por sus propiedades físico-mecánicas. ( $\gamma$ ,  $\phi$ ,  $c$ ,  $E_o$ ).
- Solicitaciones actuantes (cargas y momentos).
- Condiciones de trabajo de la base.
- Importancia de la obra.
- Influencia de las aguas subterráneas.



- Transmitir al terreno las cargas de la estructura con deformaciones (asentamientos) tolerables, garantizando que no existan problemas estructurales, como el fisuramiento que se puede producir, por asentamientos considerables.
- Poseer suficiente resistencia como elemento estructural.
- No resultar afectada por la eventual agresividad del terreno.
- Estar lo suficientemente protegida frente a las modificaciones naturales o artificiales del entorno (congelamiento, cambios de volumen, variaciones del nivel freático, efectos dinámicos, excavaciones próximas, etc.).
- Peralte de la base,
- Cantidad y disposición del acero de refuerzo,
- Resistencia de los materiales (acero y hormigón).



## CAPITULO 2

### PROSPECCION GEOTECNICA

#### 2. Métodos de exploración

La exploración es un ámbito fundamental de la ingeniería geotécnica. Los métodos de exploración, el equipo, la calibración e interpretación constituyen en derecho propio una subespecialidad de las ciencias de la tierra. Los métodos de exploración se pueden dividir en tres grandes campos:

- 1) El mapeo geológico,
- 2) Los métodos de exploración directa y,
- 3) Los métodos de exploración indirecta.

#### 2.1 Mapeo Geológico

El mapeo geológico se refiere a todos los datos geológicos que se puedan recabar en el campo o por investigaciones bibliográficas y que nos ayuden a compilar y entender el ámbito geológico en el cual vamos a asentar la obra de ingeniería civil que estamos diseñando.

Como primer paso el mapeo geológico debe presentar una interpretación general de la geología existente en la zona del proyecto, su relación con la geología regional y en algunos casos global. En este paso es necesario diferenciar



el origen de las rocas que tengan mayor presencia en la zona.

Luego debe de presentar de manera más detallada la geología local y sus particularidades para esto debe de seguir los siguientes pasos:

1. Describir las estructuras primarias presentes o formas de depositación de los materiales, especificando su edad, su posible origen, presentando mediciones en campo con respecto a su distribución geográfica y su orientación. Describir cualquier tipo de inconformidad que exista y postular teorías con respecto a su origen.
2. Describir las estructuras secundarias presentes diferenciando los eventos dúctiles de los frágiles, correlacionando sus posibles edades con eventos regionales o locales según sea el caso. De nuevo es necesario describir la distribución geográfica de las estructuras y su orientación espacial para esto debemos documentar todas las mediciones u observaciones que se hayan efectuado en el campo y explicar detalladamente la interpretación estructural dada en función de la información recabada.
3. Describir cualitativamente parámetros como permeabilidad,



compacidad, resistencia, gradación; etc.

4. Describir posibles problemas geotécnicos, estudiar sus causas y brindar las posibles soluciones.
5. Especificar la cantidad, distribución y el tipo de exploración geotécnica a realizar

## **2.2 Métodos de Exploración Directa**

Los métodos de exploración directa se refieren a todos aquellos métodos que nos permitan obtener características de los materiales mediante la obtención de muestras del material sean alteradas o inalteradas o de parámetros in situ por medio de la introducción de equipos a través del suelo.

A continuación hacemos una breve presentación de los métodos más comunes con sus ventajas y desventajas.

### **2.2.1 Excavaciones a cielo abierto (Calicatas y Trincheras)**

Este es el método más antiguo y básico aunque no necesariamente el más sencillo de realizar. Lo que si podemos asegurar es que indudablemente es el método con un mayor grado de confiabilidad y que en muchas ocasiones sirve de método de calibración para otro tipo de ensayos. Un gran limitante para continuar la excavación lo constituye el nivel freático especialmente cuando se está trabajando en suelos no cohesivos. Otro limitante es la excesiva necesidad



de entibamiento en suelos deleznable, pues aparte de encarecer las operaciones complica el proceso al reducir el espacio y las paredes libres de la excavación donde realizar las observaciones.

**Las ventajas**.- De las calicatas y trincheras son: su confiabilidad, la calidad de muestras obtenidas, su elaboración con herramientas sencillas y poco especializadas.

**Sus desventajas**.- Los costos, el tiempo de elaboración y la disponibilidad del personal con la práctica necesaria para su elaboración.

Utilizando éste método de exploración, se pueden obtener muestras inalteradas de muy buena calidad con las cuales se pueden realizar cualquier tipo de prueba o ensayos de laboratorio; sin embargo en suelos granulares es complicado obtener muestras inalteradas pero en este tipo de suelos se pueden obtener densidades en campo para luego re conformar muestras remoldeadas en el laboratorio para realizar los ensayos necesarios.



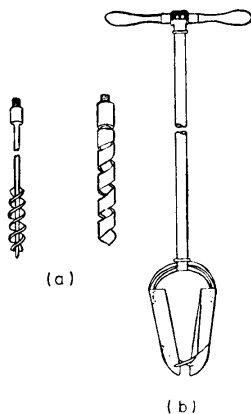
## 2.2.2 Perforaciones con barrenos helicoidales o posteadoras

Con este tipo de método las muestras obtenidas son completamente alteradas, inclusive el contenido de humedad de la muestra se ve alterado aunque en menor grado en el caso de los suelos cohesivos.

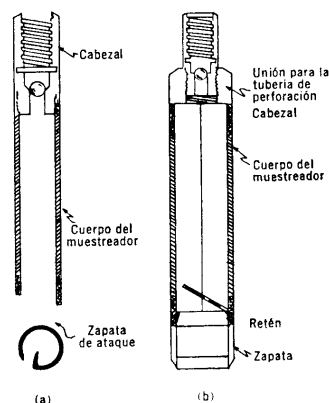
**Las ventajas**.- Es su rapidez y economía.

**Las desventajas**.- radican en la calidad de las muestras obtenidas y el hecho de que la prueba es más puntual que una calicata y peor aún que una trinchera.

Los siguientes gráficos muestran algunos tipos barrenos y su utilización en el campo:



Herramientas para sondeos exploratorios por rotación.  
A) Barrenos helicoidales. B) Posteadora



Tipos de cucharas muestreadoras para suelos no cohesivos.

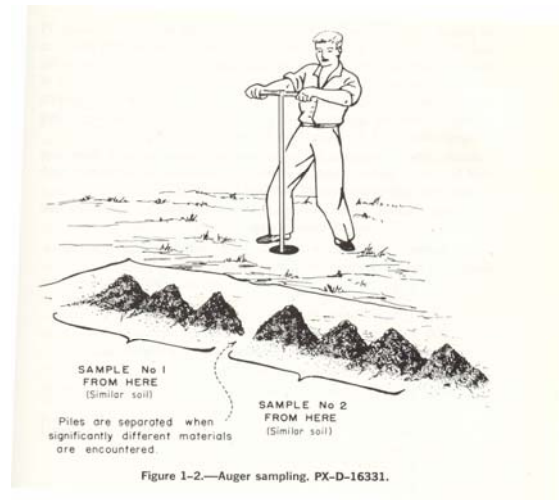


Figura 2.1 Equipos de Perforación con barrenos helicoidales o posteadoras

(Fuente: Earth Manual, 1980)

Al utilizar éste método de exploración se obtienen muestras remoldeadas; y los ensayos que se pueden realizar son de clasificación y compactación del material, aunque para éste último no siempre se obtiene la cantidad suficiente de material.

### 2.2.3 Método de Lavado

Este es un método económico y rápido para avanzar una excavación. Utiliza un barreno en la punta que además de avanzar la perforación por rotación permite el introducir agua a presión que ayuda a deleznar el suelo y al emerger permite evacuar los residuos de la perforación.





Por lo común se suspende la perforación cada 1.50 m y se extrae muestras mediante la cuchara apropiada, excepto cuando el contacto entre dos estratos se localiza en una distancia inferior a la antes indicada.

Este procedimiento de perforación permite un rápido avance en prácticamente todo tipo de depósito de suelo, salvo en los estratos excepcionalmente duros o compactos, en donde el avance puede volverse muy lento.

En la Fig. 2.2 y Fig. 2.3 se puede apreciar la disposición para hincar el revestimiento y remoción del suelo por lavado y barrenado.

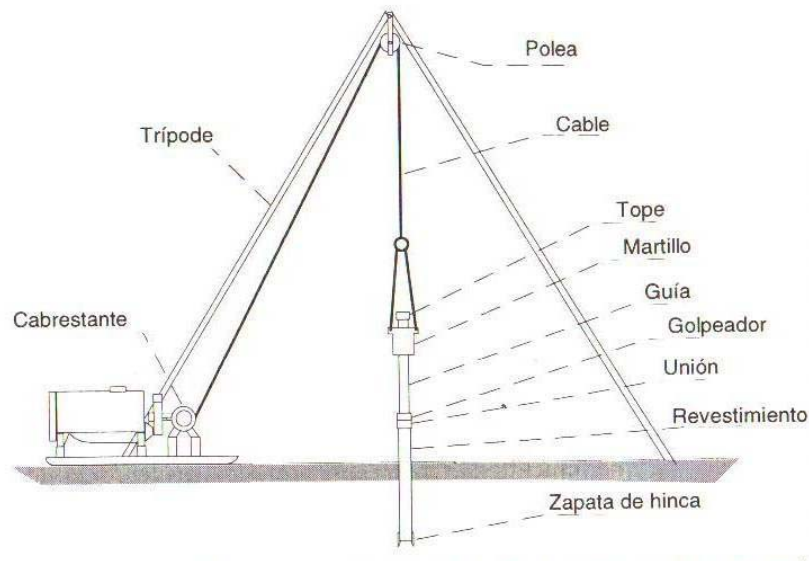


Figura 2.2 Disposición para hincar el revestimiento  
(Fuente: Manuel Delgado Vargas, 2002)

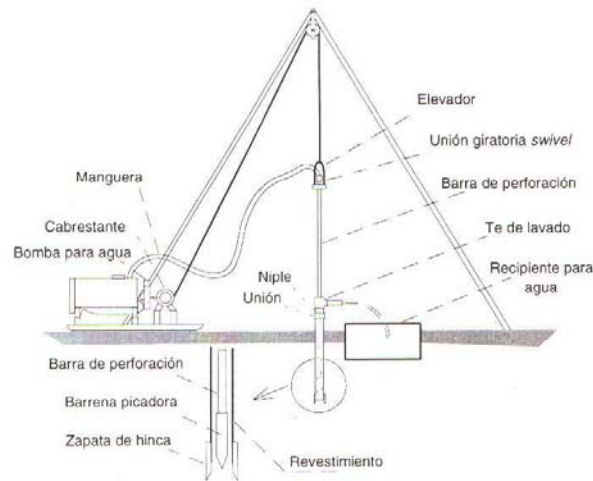


Figura 2.3 Remoción del suelo por lavado y barrenado  
(Fuente: Manuel Delgado Vargas, 2002)

**Las ventajas.**- Son su rapidez y economía.

**Las desventajas.**- La calidad de las muestras obtenidas no permite determinar propiedades in situ de los estratos.

La utilización de éste método nos permite obtener muestras para clasificación del material, aunque no siempre con buenos resultados; y tener alguna idea de la estratificación del suelo. Combinado con otros métodos de extracción de muestras da muy buenos resultados.

#### **2.2.4 Método de penetración estándar (SPT)**

Este es uno de los métodos más difundidos y que cuenta con una gran cantidad de correlaciones a propiedades inalteradas de los suelos especialmente en suelos granulares. La prueba consiste en introducir en el suelo un muestreador estándar (cuchara partida) una distancia de 1 pie o 30 cm



mediante el uso de un martinete que tiene 140lbs de peso y que cae desde 30 pulgadas o 76 cm (Fig. 2.4). El resultado de la prueba es el número de golpes, conocido como valor N, necesarios para introducir el muestreador la distancia requerida, por lo común se introduce el muestreador una distancia de 45 cm pero se desechan los primeros 15 cm por la alteración producida en el suelo durante la perforación previa a la prueba.

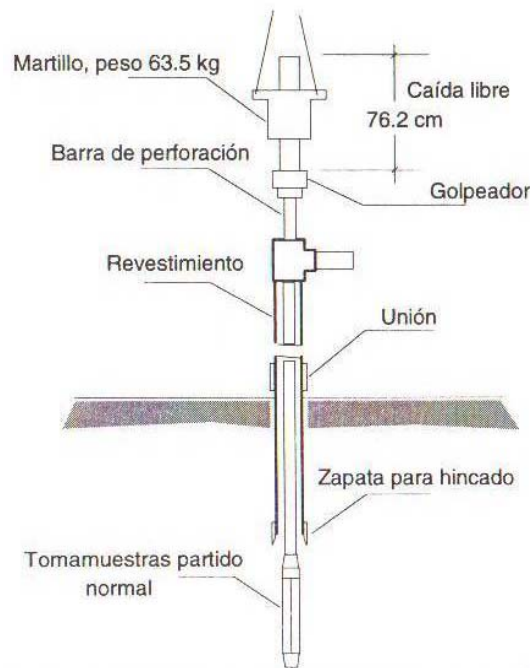


Figura 2.4 Disposición para la toma de muestra y ejecución del ensayo SPT.

(Fuente: Manuel Delgado Vargas, 2002)

Es importante conocer que existen dos correcciones básicas que se debe de realizar a los resultados de penetración estándar. La primera corresponde al esfuerzo efectivo que incrementa con la profundidad y afecta el



número de golpes. Así  $N$  incrementa según incrementa el confinamiento del suelo, por lo tanto es necesario corregir el valor antes de aplicarlo en algunas correlaciones, para esto se utiliza un esfuerzo efectivo estándar de 95.6 KPa. Factores de corrección más usados (Tabla 2.1):

$$N_{cor} = C_N N_F$$

Donde:

$N_{cor}$  es el valor de  $N$  corregido.

$C_N$  es el factor de corrección  $N_F$  valor  $N$  obtenido en el campo

Source	$C_N$
Liao and Whitman (1986)	$9.78 \sqrt{\frac{1}{\sigma'_o}}$
Skempton (1986)	$\frac{2}{1 + 0.01\sigma'_o}$
Seed et al. (1975)	$1 - 1.25 \log\left(\frac{\sigma'_o}{95.6}\right)$
Peck et al. (1974)	$0.77 \log\left(\frac{195}{\sigma'_o}\right)$ for $\sigma'_o \geq 25 \text{ kN/m}^2$

Tabla 2.1 Factores de Corrección para SPT.  
 (Fuente: Coduto, 1994)

La segunda corrección de importancia se refiere al tipo de equipo usado para realizar la prueba, vale mencionar que la mayor parte de correlaciones y fórmulas empíricas fueron elaboradas con mediciones realizadas con equipos cuya eficiencia era del 60%, hoy en día los equipos modernos de SPT tienen eficiencias superiores al 80% o en su defecto se



siguen usando equipos antiguos con eficiencias menores al 60%, esto significa que el número de golpes obtenido con un equipo moderno es inferior al número de golpes obtenidos con un equipo de referencia.

Los resultados del SPT pueden ser afectados por factores tales como:

1. El diámetro de la cavidad perforada.
2. El numero de vueltas de cable alrededor del cabrestante.
3. La longitud de la barra de perforación.
4. El uso de lodo de perforación comparado con tubos de revestimiento para el soporte de las paredes de la cavidad perforada.
5. El empleo de tubos muestreadores no normalizados.
6. El tramo de profundidad sobre el cual se mide la resistencia a la penetración (0.0 – 0.30m o 0.15 – 0.45m).

Para varios investigadores las variables que constituyen principalmente las fuentes de error más comunes son:

1. Peso y altura de caída del martillo.
2. Profundidad de la perforación.
3. Limpieza del fondo de la perforación.
4. Flujo del material hacia la perforación.



5. Diámetro de la perforación.
6. Presencia de material grueso o muy fino.
7. Descuido en el conteo de golpes.
8. Estado de los equipos.
9. Dejar caer bruscamente la barra de perforación.
10. Lavado excesivo.

A continuación se presentan las dimensiones de un penetrómetro estándar (Fig. 2.5) y algunas relaciones de propiedades fundamentales de los suelos obtenidas según el número de golpes en la penetración estándar.

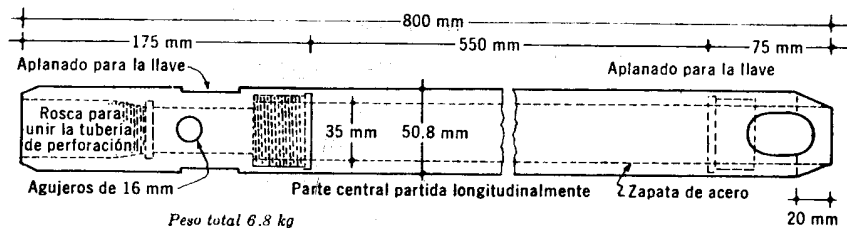


Figura 2.5 Dimensiones del Penetrómetro Estándar

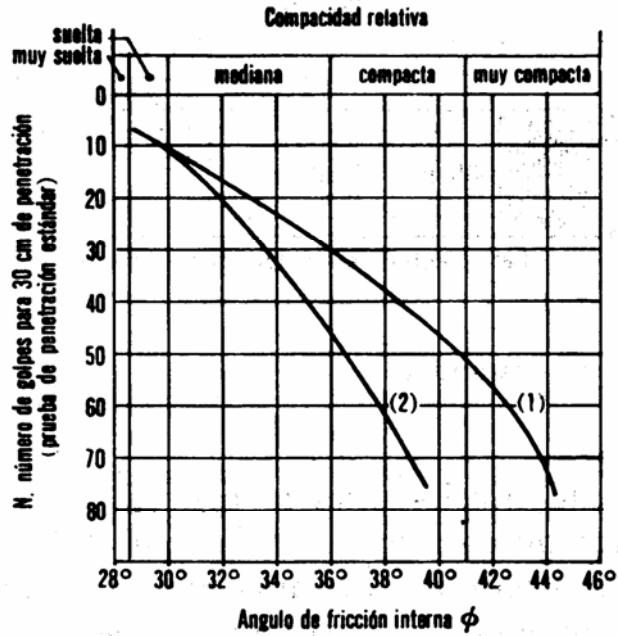
(Fuente: Das, 2001)

### Relación para Arcillas (Tabla 2.2)

Consistencia	No. de golpes, N	Resistencia a la compresión simple, $q_u$
		$kg/cm^2$
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2-4	0.25-0.50
Media	4-8	0.50-1.0
Firme	8-15	1.0 -2.0
Muy firme	15-30	2.0 -4.0
Dura	> 30	> 4.0



Tabla 2.2 Relaciones fundamentales para arcillas obtenidas según el número de golpes SPT. (Fuente: Das, 2001)



- (1) Relación para arenas de grano anguloso o redondeado de mediano a grueso
- (2) Relación para arenas finas y para arenas limosas

Si debe corregirse por eficiencia

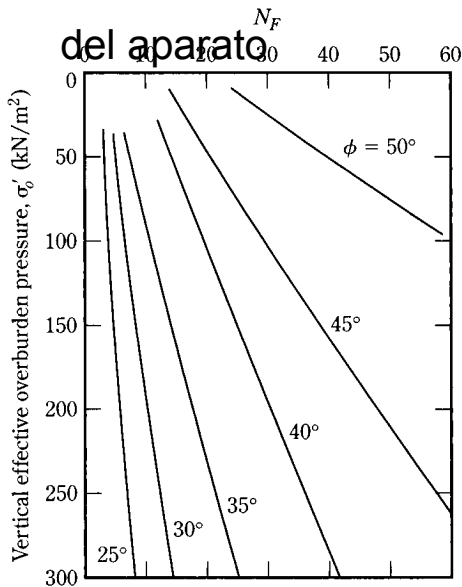
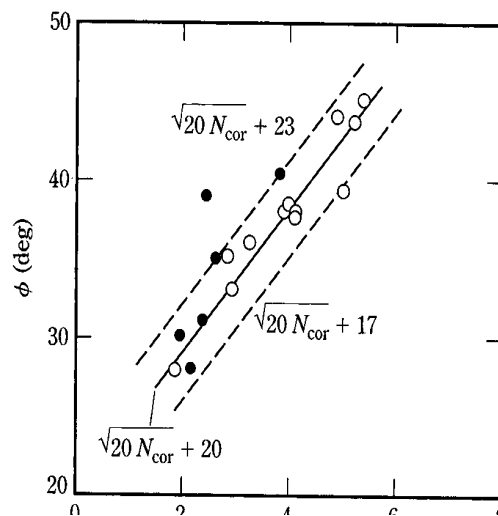


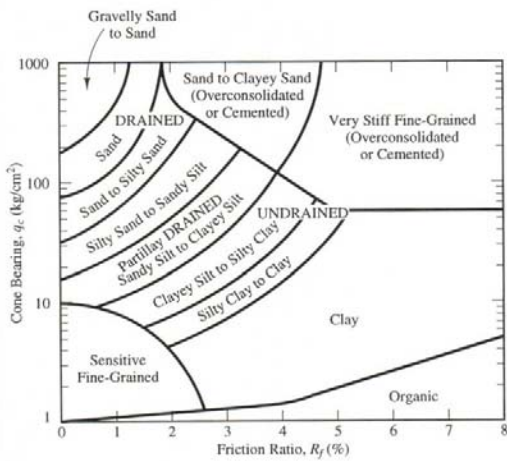
FIGURE 6.7 Schmertmann's (1975) correlation among  $N_f$ ,  $\sigma'_v$ , and  $\phi$  for granular soils



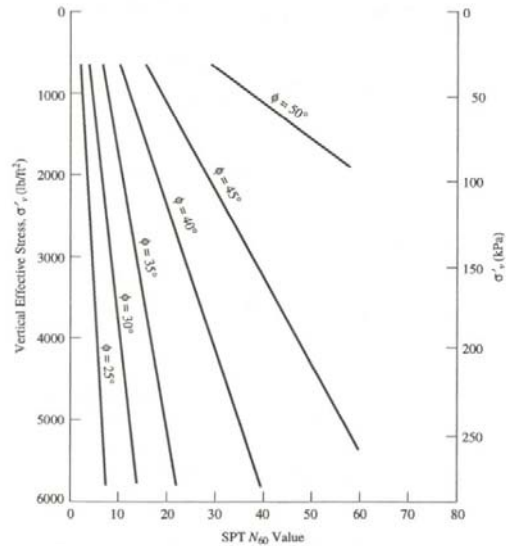
Laboratory test result of Hatanaka and Uchida (1996) for correlation between  $\phi$  and  $\sqrt{N_{cor}}$



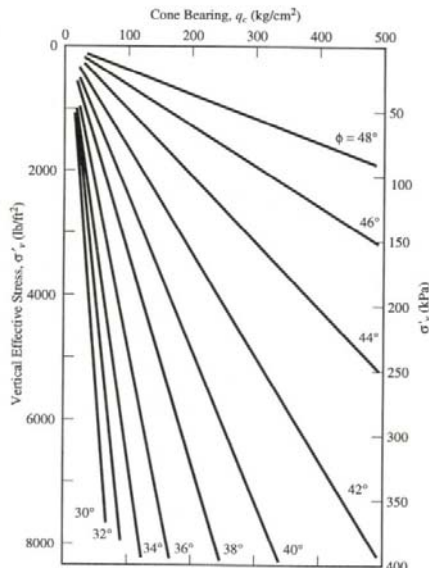
$$\phi = \tan^{-1} \left[ \frac{N_F}{12.2 + 20.3 \left( \frac{\sigma'_o}{p_a} \right)} \right]^{0.34}$$



Classification of soil based on CPT test results (Adapted from Robertson and Campanella, 1983).



Empirical correlation between  $N'_{60}$  and  $\phi$  for uncemented sands (Adapted from DeMello, 1971).



Relationship between CPT results, overburden stress and friction angle for uncemented, normally consolidated quartz sands (Adapted from Robertson and Campanella, 1983)

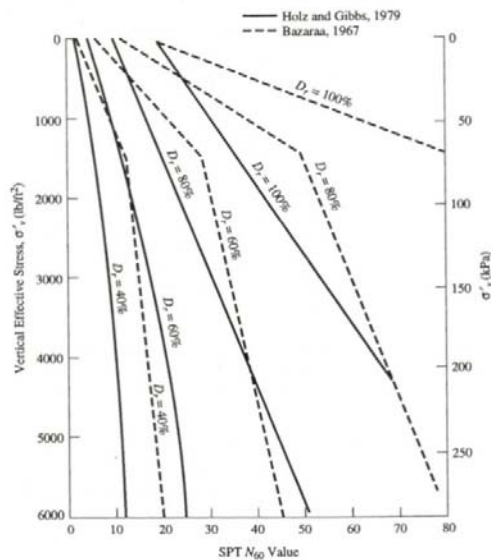


Figure 4.18 Relative density,  $D_r$ , determined from  $N_{60}$  and the vertical effective stress,  $\sigma'_o$ , at the test location (Adapted from USBR, 1974; Bazaraa, 1967).

## Figura 2.6 Ábacos de corrección y correlación del método SPT

(Fuente: Coduto, 1994)





**Las ventajas** que podemos mencionar de la prueba SPT tenemos su sencillez, rapidez, economía, amplia difusión y gran cantidad de correlaciones con propiedades fundamentales de los suelos.

**Las desventajas.**- Solo se obtienen muestras de muy baja calidad, la posibilidad de errores en el campo y la dispersión de los resultados que introducen cierto grado de incertidumbre.

La obtención de testigos con éste método de exploración en suelos cohesivos nos brindan muestras mas o menos inalteradas; en tanto para los suelos granulares existen cucharas especiales para la obtención de las muestras. Los ensayos de laboratorio que se pueden realizar con éste tipo de muestras son: compresión simple y consolidación, pero los resultados se deben tratar como de muestras remoldeadas.

### **2.2.5 Cono de penetración estándar (CPT)**

El cono de penetración estándar es un método más moderno de exploración. Consiste en un cono que tiene un área de  $10 \text{ cm}^2$  y el ángulo en su punta es de  $60^\circ$ , está ubicado inmediatamente debajo de una manga de fricción cilíndrica de  $150 \text{ cm}^2$  de área. El penetrómetro es empujado en la tierra a una velocidad constante de  $2 \text{ cm/s}$ . La punta



cónica y la manga cilíndrica están conectadas a celdas de carga que miden la resistencia en la punta y la resistencia a fricción en la manga durante la penetración (en la Fig. 2.6 se muestran correlaciones y correcciones para este método).

Generalmente dos tipos de penetrómetros se utilizan para medir la resistencia en la punta y la resistencia a fricción: **Penetrómetros de cono de fricción mecánica.**- Fig. 2.5 la punta del penetrómetro está conectada a un conjunto de barras internas. La punta es primero empujada aprox. 40mm dando la resistencia al cono. Con un empuje adicional la punta acciona la fricción de la manga. Conforme la barra interior avanza, la fuerza en la barra es igual a la suma de la fuerza vertical sobre el cono y la manga, restando la fuerza sobre el cono se obtiene la resistencia lateral.

**Penetrómetro de cono eléctrico de fricción.**- Fig. 2.6 la punta está unida a un grupo de barras de acero. La punta empuja en el terreno a una razón de 20mm/s. alambres de los transductores se pasan por el centro de las barras y dan en forma continua las resistencias de cono y lateral. La razón de fricción  $F_r$  se define como:

$$F_r = \frac{\text{Resistencia por fricción}}{\text{Resistencia de cono}}$$

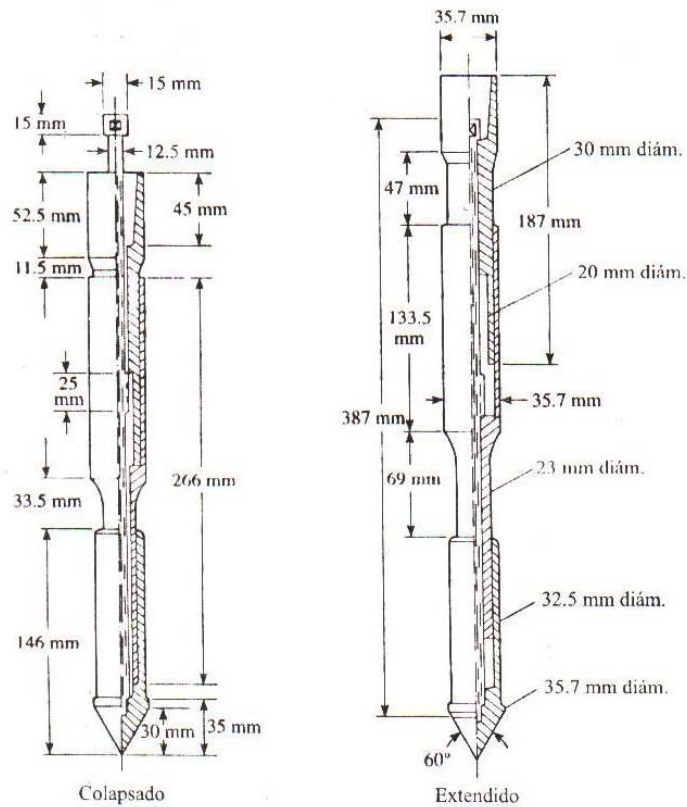


Figura 2.7. Penetrómetro de cono eléctrico de fricción  
 (Fuente: Das, 2001)

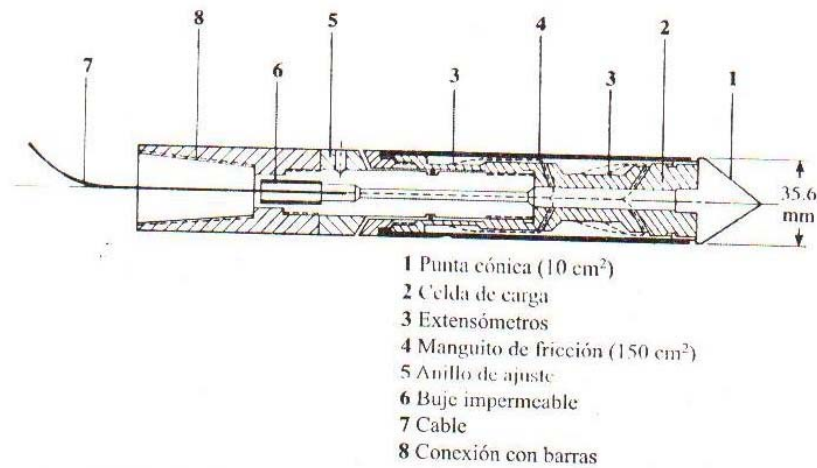
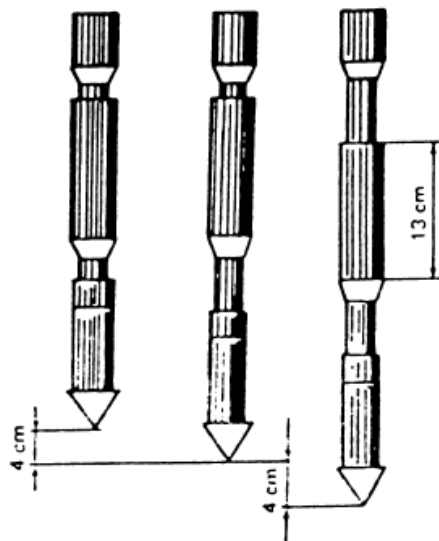


Figura 2.8. Penetrómetro de cono eléctrico de fricción  
 (Fuente: Das, 2001)

A continuación se muestran los diferentes tipos de conos que



existen y un esquema de cómo se realiza el método CPT.



c) Posiciones de trabajo.



Figura 2.9 Diferentes tipos de conos  
(Fuente: [www.IngenieriaGeologica.com](http://www.IngenieriaGeologica.com))



Figura 2.10 Equipo mixto de sondeos y ensayos CPT  
(Fuente: [www.conepenetrationtest.com](http://www.conepenetrationtest.com))

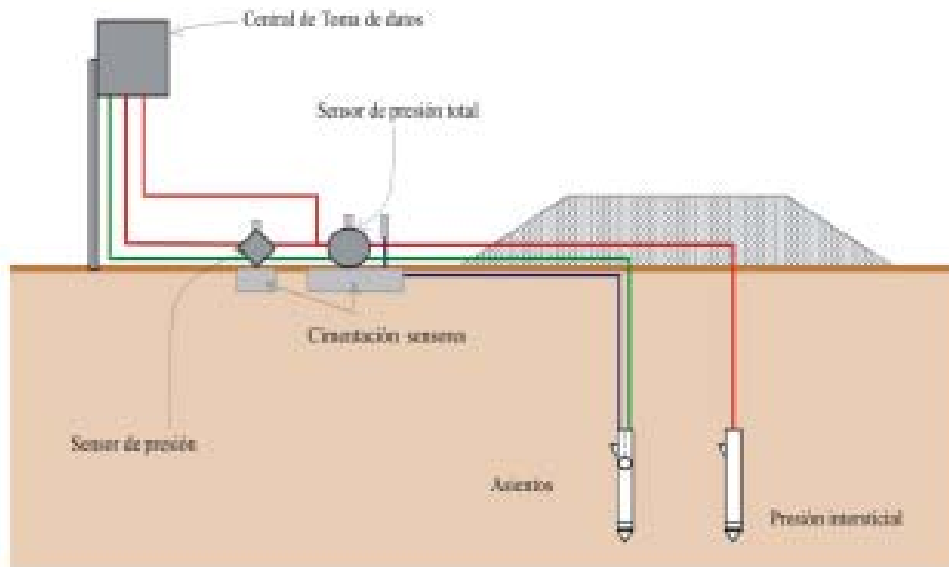


Figura 2.11 Auscultación de un terraplén con sensores instalados con CPT  
 (Fuente: [www.conepenetrationtest.com](http://www.conepenetrationtest.com))

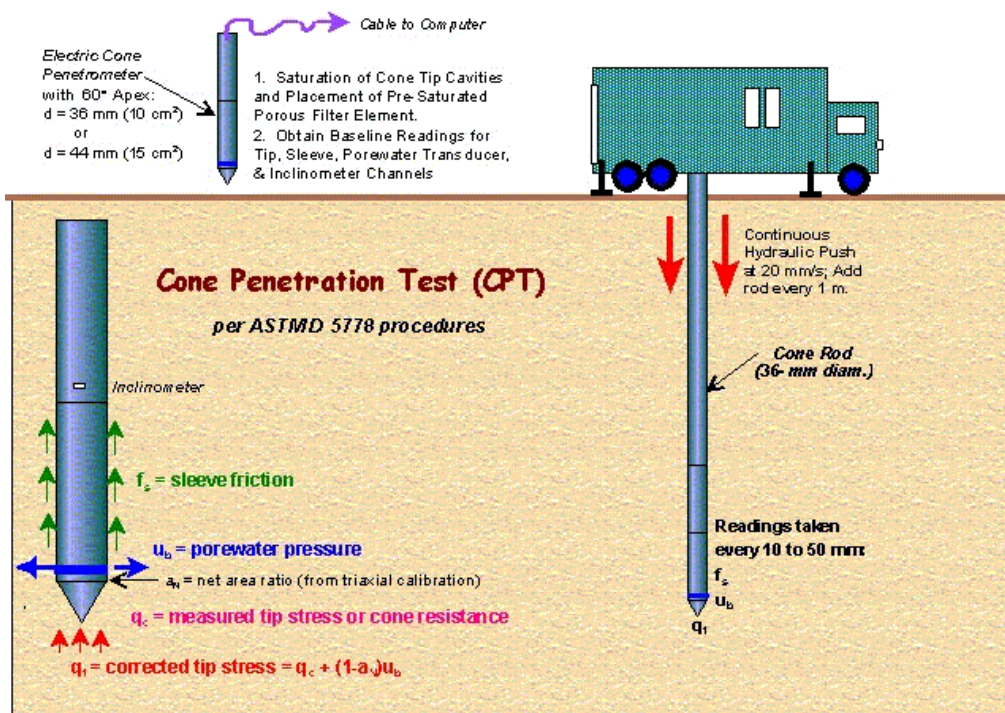


Figura 2.12 Esquema del método CPT  
 (Fuente: [www.conepenetrationtest.com](http://www.conepenetrationtest.com))



Vale la pena recalcar que se debe hacer una diferenciación entre el cono de penetración dinámica (DCPT) y el cono de penetración estándar (CPT, algunos autores prefieren PCPT). Este último es introducido en la tierra a una velocidad constante y se mide las variaciones en la presión necesaria para introducirlo. En tanto que el cono dinámico es en muchos aspectos comparable con el ensayo SPT pues se usa los golpes de un martillo para irlo introduciendo en la tierra y los resultados de este ensayo nos dan así mismo un número de golpes por 30 cm de introducción del cono.

Cabe recalcar que existen algunos aditamentos para éste método de exploración, como son los dispositivos adicionales de medición de presión de agua de poros, cámaras que mientras avanza la exploración nos sirven para identificar las estratificaciones y materiales presentes, etc.

**Las ventajas.**-Son su velocidad y economía mayor que los resultados obtenidos con cualquier método de excavación, el hecho de que es un método nuevo y con investigación muy activa, las disrupciones al entorno donde se realiza la prueba son mínimas y se miden las propiedades del suelo sin alteraciones.



**Las desventajas.**- es que no se recuperan muestras del suelo explorado, la interpretación de los resultados es sumamente especializada y hace que el método no sea sencillo, el equipo es costoso.

Cabe recalcar que con éste método de exploración no se obtienen muestras para realizar ensayos de laboratorio.

### **2.2.6 Métodos de perforación con barrenos huecos**

Este constituye el mejor método de perforación, consiste en elementos helicoidales que tiene al centro un eje hueco que permite introducir aparatos para extracción de muestras inalteradas, aparatos para penetración estándar o hacer circular fluidos o lodos que permitan avanzar más rápidamente con la excavación, extraer los residuos de la excavación o mantener la perforación abierta en el caso de suelos deleznable (Fig. 2.7).

**Las ventajas.**- es su alcance, es el único método utilizable cuando las perforaciones son muy profundas, la posibilidad de obtener muestras inalteradas o ensayos en sitio como el SPT.



**Las desventajas**.- podemos mencionar su costo, el tiempo de realización y lo especializado de las operaciones que requiere este tipo de aparatos.

Al utilizar el método de perforación con barrenos huecos se obtienen muestras inalteradas de muy buena calidad, a las cuales se les puede realizar cualquier tipo de ensayo en el laboratorio.

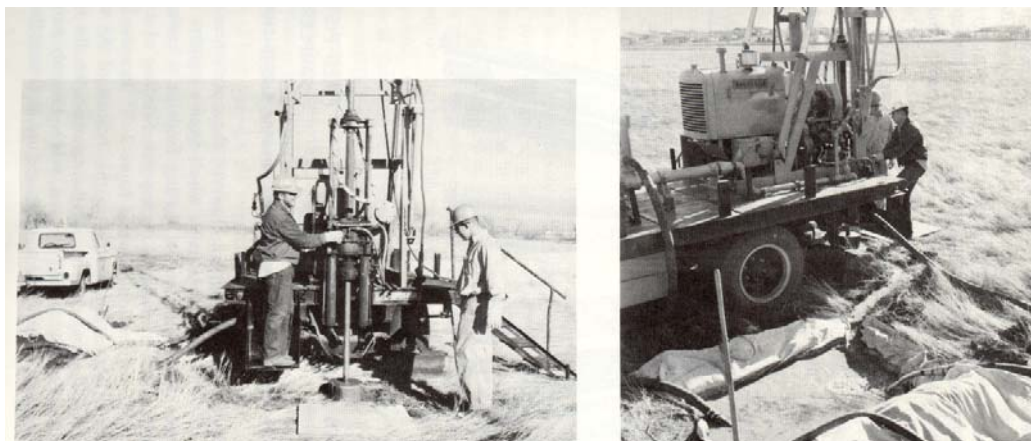


Figura 2.13 Método de perforación con barrenos huecos  
(Fuente: Earth Manual, 1980)

### 2.2.7 Tubos de pared delgada

Los tubos de pared delgada son dispositivos que se empujan en el terreno a una presión constante con el fin de





obtener muestras lo más inalteradas posible. Para esto se utilizan tubos cuyos diámetros exteriores no son muy superiores a sus diámetros interiores, estos tubos a diferencia de los muestreadores utilizados en la penetración estándar no son partidos y las muestras deben ser extraídas en el laboratorio. El tipo más popular de estos tubos son los de tipo Shelby (Fig. 2.14)

**Las ventajas.**- con este método es la extracción de muestras inalteradas y,

**Las desventajas.**- es que siempre debe ir asistido por algún otro método de excavación.

Con los tubos de pared delgada se obtienen muestras inalteradas que nos sirven para realizar cualquier tipo de ensayo en el laboratorio; pero especialmente a las muestras obtenidas se les realizan pruebas de compresión simple y el ensayo Triaxial. Generalmente se los utiliza en combinación con métodos de perforación.

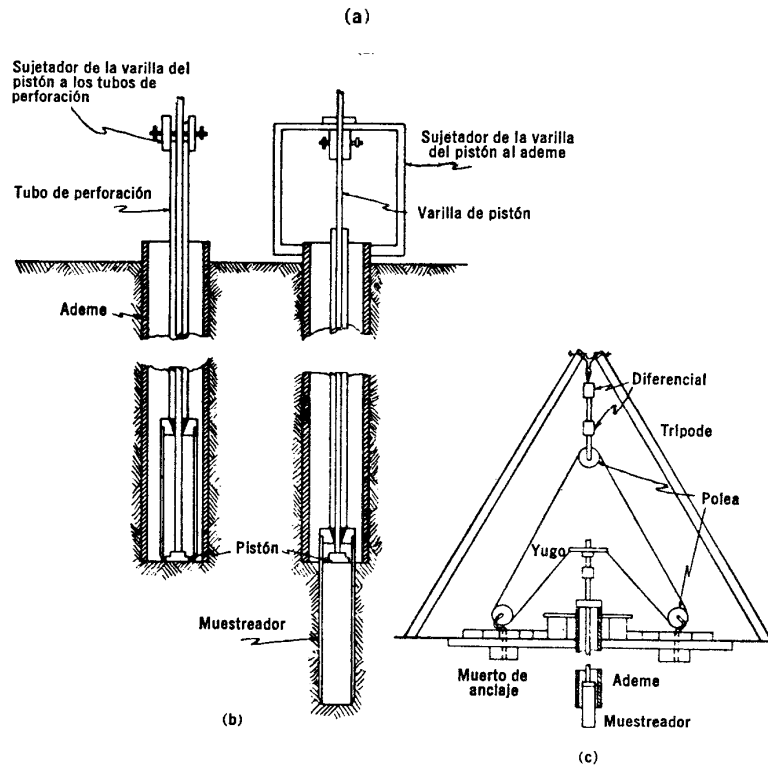
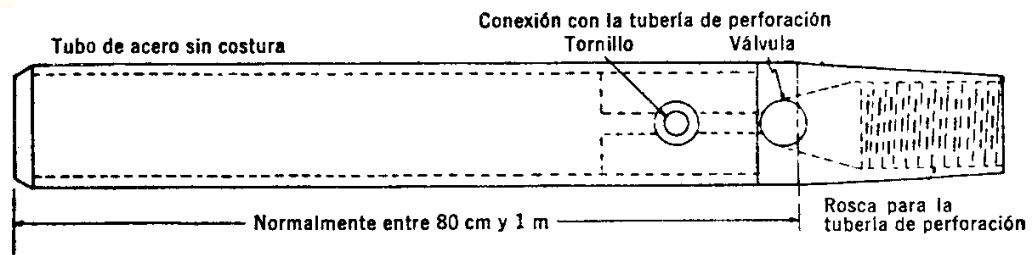


Figura 2.14 muestreadores de tubo de pared delgada, a) tipo Shelby, b) De Pistón, c) Dispositivo de hincado por presión de un diferencial.

(Fuente: Das, 2001)

## 2.2.8 Dilatómetro

El Dilatómetro plano (Fig. 2.8) fue desarrollado por Marchetti a fines de los años setenta en Italia. Consiste en



una pala de acero inoxidable de 15mm de espesor, 96mm de ancho y 150mm de largo. Su lado inferior posee un filo cortante agudo en V (ángulo aprox. de  $10^\circ$ ) lleva una, membrana flexible de acero inoxidable de 60mm de diámetro, centrada en la pala y a ras con una de sus caras, el dilatómetro se conecta a una sarta de barras de perforación y se presiona, o se hinca en el terreno por ensayar.

El dilatómetro es un aparato que se utiliza fundamentalmente para investigar la relación que existe entre la presión vertical y la presión horizontal en un suelo. Este parámetro del suelo puede ser útil al momento de evaluar si un depósito es normalmente consolidado o no, además nos da guías acerca del proceso de envejecimiento de los suelos y la relajación de esfuerzos con el tiempo.

El dilatómetro es un aparato de aplicación puntual, se presiona en el terreno con incrementos de 15 a 30cm la fuerza o los golpes necesarios para producir la penetración suministran información similar a la del SPT.

En cada incremento de presiones se miden tres presiones:



*Presión A* es la necesaria para iniciar el movimiento (es un típico movimiento de 0.05mm) de la membrana.

*Presión B* requerida para producir una deflexión de 1.1mm en el centro de la membrana.

*Presión C* se obtiene cuando la membrana vuelve exactamente a su posición inicial. Al liberar cuidadosamente la presión del gas.

Las presiones leídas se tienen que corregir por factores de calibración tales como la rigidez de la membrana. La presión A corregida se designa como  $p_0$  y la presión B como  $p_1$  Marchetti(1980) propuso los siguientes parametros indices:

$$I_D = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0} \quad \text{Indice del material o del depósito}$$

$$k_D = \frac{p_0 - u_0}{\sigma'_{v0}} \quad \text{Indice de esfuerzo lateral}$$

Donde:

$U_0$  = presión de poros *in situ*.

$\sigma'_{v0}$  = Presión vertical efectiva de sobrecapa *in situ*.



A partir de correlaciones empíricas se pueden estimar: el coeficiente de presión lateral en reposo de tierras,  $k_0$ . La relación de sobreconsolidación, OCR, y el coeficiente de compresibilidad volumétrica, también es posible apreciar el tipo de suelo. Schmertmann (1986) ilustró el uso de resultados del dilatómetro para el cálculo rápido de asentamientos.

La presión efectiva de sobrecapa  $\sigma'_{v0}$  se puede determinar a partir de los pesos unitarios de las capas involucradas. La presión de poros,  $u_0$  se puede tomar como la presión de hidrostática a partir de mediciones de presiones de agua en el suelo.

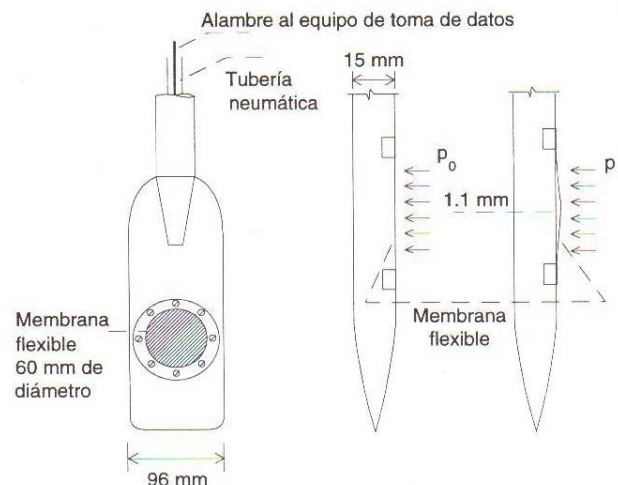


Figura. 2.15 Dilatómetro Plano.

(Fuente: Manuel Delgado Vargas, 2002)



Las pruebas por medio del dilatómetro, se realizan en forma opcional, como pruebas de presión o como pruebas de esfuerzo con carga constante. Utilizando aire comprimido las pruebas también pueden realizarse en lugares de reservas protegidas de aguas potables minerales o aguas termales. A través de éste método no es posible la obtención de muestras.

A continuación se presenta un resumen para la elección y utilización de los penetrómetros en obra (Tabla 2.3):



TIPO		VENTAJAS		INCONVENIENTES
ESTÁTICOS		Registran con gran precisión la resistencia del suelo.		Manejo laborioso
SPT		El más utilizado y por tanto el de mayor fiabilidad, además de permitir la recogida de muestras.		Realización y limpieza del sondeo previo
DINÁMICOS SIN ENTUBAMIENTO	PESADOS	Hasta 20 m	Determinan con facilidad la secuencia de estratos. El número de golpes da idea de la resistencia del suelo	El cono puede perderse si no queremos recuperar la punta e imposibilidad de llevar instrumental en la puntaza por ser golpeada
	MEDIOS	menos de 15 m		
	LIGEROS	10 m como máximo		
DINÁMICOS CON ENTUBAMIENTO		Son muy fiables sobre todo en suelos con resistencia al varillaje y aquellos con posibilidad de hundimiento		La entubación y con ella el aumento en la cantidad de tiempo del ensayo
TIPO DE SUELO		TIPO DE PENETRÓMETRO		UTILIZACIÓN
GRAVAS		ESTÁTICOS		Construcción robusta y contrapesos
		DINÁMICOS		No suele ser usado por causa de los posibles rebotes en el caso de bolos grandes
ARENAS		ESTÁTICOS		Igual que gravas
		DINÁMICOS		Es mejor usar entubados si sobrepasa el nivel piezométrico y usar el SPT
LIMOS		Pueden emplearse todos, pudiendo eliminar la resistencia del varillaje con un cono de mayor diámetro que éste.		
ARCILLAS		Pueden emplearse el estático, el SPT y el dinámico entubado. No emplear los dinámicos sin entubación por adherencia de la arcilla al varillaje entre otras cosas.		

Tabla 2.3 Elección y utilización de los penetrómetros en obra  
ventajas e inconvenientes de su uso

(Fuente: <http://www.geocisa.com>)

## 2.3 Métodos de Exploración Indirecta (Geofísicos)

Los métodos de exploración indirecta utilizan principios físicos para medir ciertas características de los suelos que pueden ser correlacionadas con características mecánicas de los mismos o para definir la estratigrafía de una zona sin



necesidad de realizar una perforación. Los métodos más difundidos y usados son los métodos sísmicos y eléctricos aunque no son los únicos pero son los que más aplicaciones tienen.

### **2.3.1 Método Sísmico**

El método sísmico utiliza como principio básico la medición de la velocidad de transmisión de las ondas sísmicas a través de los distintos estratos de suelo. Para esto siempre se cuenta con una fuente de excitación que puede ser un explosivo de pequeña potencia o un método de excitación mecánica como un martillo golpeando una placa o una viga asentada sobre el suelo. Y por otro lado contamos con los receptores que son por lo común geófonos que registran la llegada de las distintas ondas producidas por la fuente de excitación.

**2.3.1.1 Sísmica de Reflexión**, es más útil en exploraciones de gran escala y/o estratigrafía muy profunda. Es muy raramente usado para delinear la configuración de estratos superficiales. La prueba y su interpretación son conceptualmente muy simples. Correlacionan la velocidad de transmisión de onda con la rigidez del suelo.

Como se puede ver a continuación (Fig. 2.16) se tiene una fuente de excitación y un receptor, el receptor registrará





primeramente la llegada de la onda que sigue el camino directo a nivel superficial. Si se conoce la distancia entre la fuente y el receptor y el tiempo de llegada de esta primera onda podemos determinar la velocidad de transmisión de las ondas a través de esta capa de suelo.

$$t_d = \frac{x}{V_{p1}}$$

Donde:

$t_d$  = tiempo de llegada de la primera onda.

$x$  = distancia entre la fuente y el receptor.

$V_{p1}$  = velocidad de transmisión de las ondas a través de la capa de suelo.

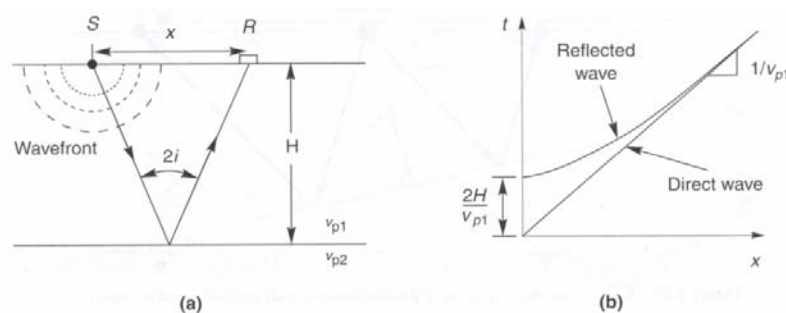


Figura. 2.16 Esquema Sísmica de Reflexión en estratos horizontales.

(Fuente: Kramer, 1996)

Una vez obtenida la velocidad de la onda podemos calcular la profundidad del estrato con las siguientes expresiones:



$$H = \frac{1}{2} \sqrt{t_r^2 \times V_{p1}^2 - x^2}$$

$$t_r = \frac{\sqrt{4H^2 + x^2}}{V_{p1}}$$

En el caso de tener estratos inclinados se utiliza la siguiente expresión:

$$\text{Sen} \alpha = \frac{V_{p1}^2 (t_{RA} + t_{RB})(t_{RB} - t_{RA}) - x_B^2}{2t_{RA} \times V_{p1} \times x_B}$$

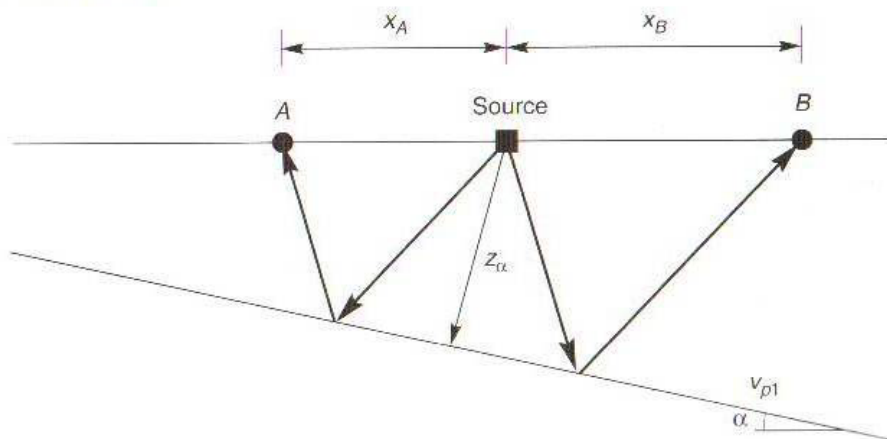


Figura. 2.17 Esquema Sísmica de Reflexión en estratos inclinados.

(Fuente: Kramer, 1996)

**2.3.1.2 Sísmica de Refracción**, esta prueba elimina la más importante limitación de la prueba sísmica de reflexión



usando los tiempos de llegada de las primeras ondas, sin importar el camino utilizado, que llegan al receptor.

El siguiente gráfico muestra un arreglo típico y un gráfico de los datos obtenidos en los distintos receptores. Si todos los receptores hubieran captado el paso de una onda propagada a través de la superficie a una velocidad constante la gráfica mostraría una línea recta, como se ve ese no es el caso un proceso diferente con un mecanismo más complicado se encuentra trabajando (Fig. 2.18).

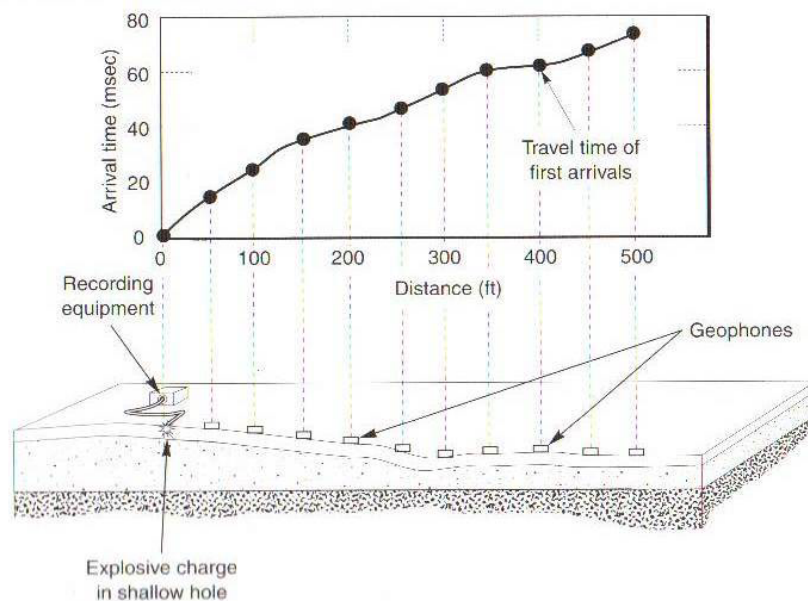


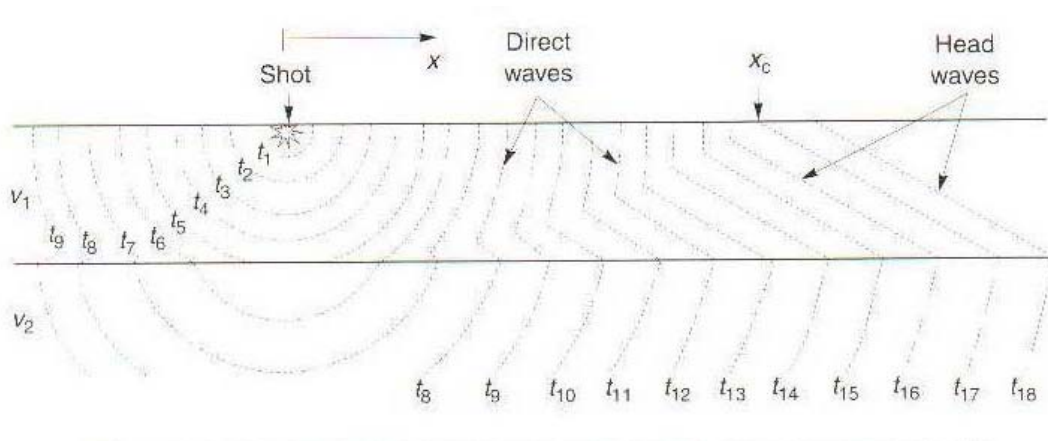
Figura. 2.18 Esquema Sísmica de Refracción en estratos horizontales.

(Fuente: kramer, 1996)



El método de refracción sísmica supone que los estratos más profundos son más competentes que los superficiales y por ende la velocidad de propagación de las ondas p son más rápidas

Mientras más lejanos se encuentran los geófonos de la fuente, la onda no sigue el camino geoméricamente más corto sino que sigue la ruta donde el tiempo se minimiza lo que puede suponer que baja hacia un estrato inferior; con velocidad de transmisión de onda superior se refracta en este estrato para luego refractarse nuevamente en las inmediaciones del receptor y volver a emerger llegando antes que la onda superficial. Para el caso de más de un estrato el gráfico de tiempos de llegada presentará más que un solo quiebre. Los siguientes gráficos ilustran el proceso (Fig. 2.19):



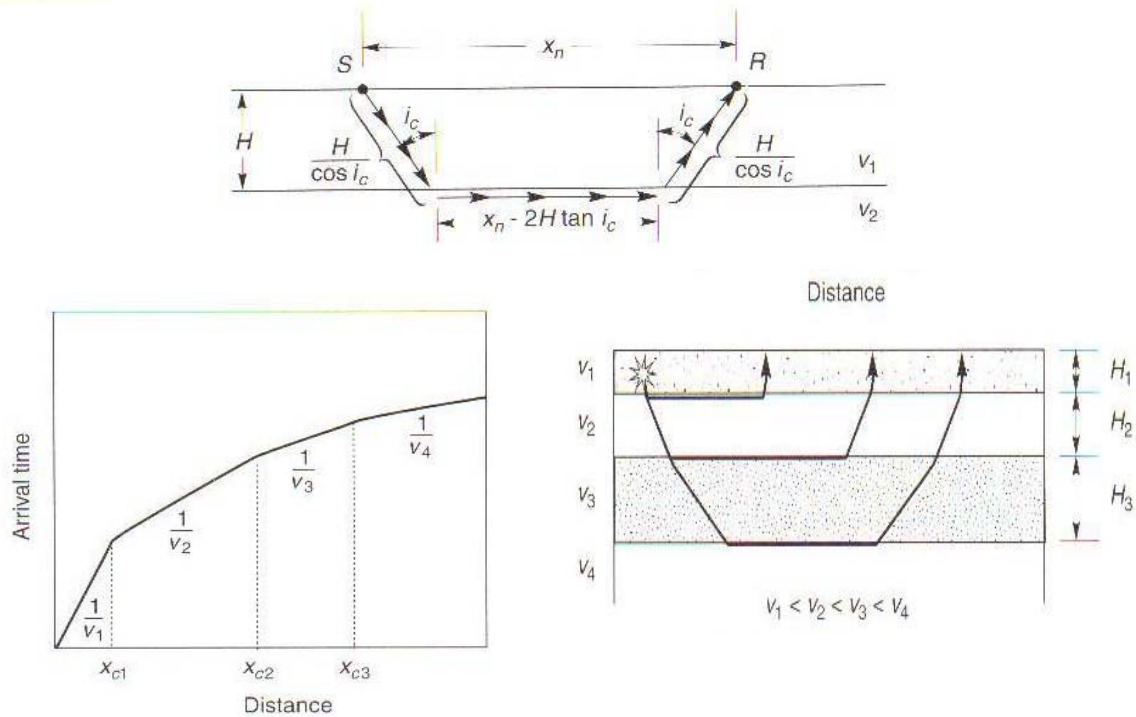


Figura. 2.19 Esquema Sísmica de Refracción en varios estratos.

(Fuente: kramer, 1996)

La expresión para determinar la profundidad del estrato es la siguiente:

$$H_k = \frac{x_{ck}}{2} \sqrt{\frac{v_{k+1} - v_k}{v_{k+1} + v_k}} + \sum_{j=1}^{k-1} \frac{H_j}{v_j} \frac{v_{k+1} \sqrt{v_k^2 - v_j^2} - v_k \sqrt{v_{k+1}^2 - v_j^2}}{\sqrt{v_{k+1}^2 - v_k^2}} \quad (k \geq 2)$$

$$H = \frac{x_c}{2} \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}} \quad y$$

Como se puede ver el método lleva implícita la hipótesis de que los estratos inferiores tienen velocidades de transmisión de onda superiores, esto no siempre es cierto y la interpretación de este tipo de datos se vuelve compleja. Es



por esto que la realización de la prueba y la interpretación de los resultados es un área sumamente especializada y de activa investigación.

**2.3.2 Método de Resistividad Eléctrica** Este método se basa en el hecho de que los suelos, dependiendo de su naturaleza, presentan una mayor o menor resistividad eléctrica cuando una corriente es inducida a través de los mismos.

## 2.4 Investigación del sitio de obra

1. Recopilar y ordenar la información previa del sitio.
  - ◆ Topografía.
  - ◆ Geología.
  - ◆ Servicios estructuras previas.
  - ◆ Estructuras sensibles.
  
2. Exploración del terreno.
  - ◆ Conocer las características, la geología y distribución de los depósitos (Fig.2.20).

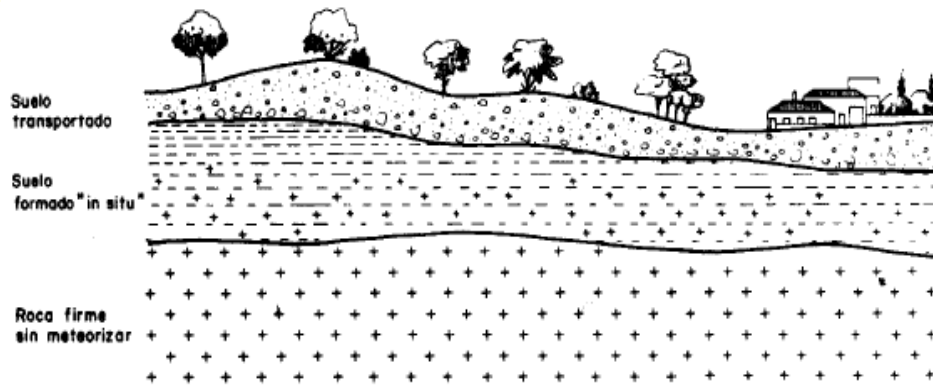


Figura 2.20 Estratigrafía del suelo

(Fuente: <http://www.geocisa.com>)

## Estudios para construcción.

### *Densidad de Exploraciones.*

Son factores fundamentales en la planificación de estos estudios:

- El tipo de construcción.
- La morfología del terreno y sus características.

Para el primer caso se emplea una tabla que es aproximada para clasificar el tipo de edificio (Tabla 2.4).

CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS	
TIPO	DESCRIPCIÓN
C-1	Edificios de 4 plantas sin muros de carga, con estructura isostática o muy flexible y cerramientos independientes de la deformación de la estructura.
C-2	Edificios de 4 a 10 plantas o teniendo menos no cumplen con las disposiciones anteriores.
C-3	Edificios de 11 a 20 plantas.
C-4	Edificios de carácter monumento o singular, edificios con más de 20 plantas



Tabla 2.4 Clasificación de las estructuras según los tipos de edificios

(Fuente: <http://www.geocisa.com>)

En caso de edificios altos que se vayan a construir en suelo (arcillas, limos...) se recomienda realizar algún sondeo para conocer la profundidad de la roca inalterada ya que estos suelos pueden dar lugar a importantes asentamientos que puedan dañar la estructura o los cimientos.

Separaciones en metros según el terreno y el edificio (Tabla 2.5).

TIPO DE TERRENO	DESCRIPCIÓN DEL TERRENO	TIPO DE EDIFICIO			
		C-1	C-2	C-3	C-4
T-0	Terrenos de naturaleza desconocida o de los que no se tiene información	30	30	25	25
T-1	<b>Terrenos de variabilidad baja</b>				
	- Sedimentos finos consolidados (margas, arcillas, limos...) con relieve suave y en grandes potencias.	60	50	45	40
	- Vegas y terrazas de grandes ríos en su curso medio o bajo.	40	25	30	25
	- Marismas y albuferas.	40	25	30	25
	- Rocas blandas y sedimentarias.	50	45	40	35
	-Depósitos granulares gruesos no fluviales, con finos.	45	40	35	30
T-2	<b>Terrenos de variabilidad media</b>				
	-Deltas y estuarios de grandes ríos.	35	35	30	25
	-Depósitos costeros eólicos, dunas.	30	30	25	20
	-Formaciones encostradas caliches.	25	25	25	20
	-Depósitos de pie de ladera, salida de barrancos.	30	30	25	20
	-Suelos residuales sobre granitos o calizas en la periferia peninsular.	35	35	30	25
	-Suelos residuales sobre esquistos y otras rocas.	30	30	25	25
	-Coladas basálticas antiguas	30	25	25	20
-Rocas blandas no estratificadas	25	25	20	20	





	Terrenos de variabilidad alta o potencialmente problemáticos				
T-3	-Cauces, terrazas y del tas de ríos torrenciales.	20	20	15	15
	-Antiguas llanuras de inundación de ríos divagantes (con meandros).	25	25	20	20
	-Morrenas y depósitos glaciares.	25	25	20	20
	-Alternancias de gravas y suelos finos en laderas suaves no fluviales.	25	25	20	20
	-Terrenos yesíferos	20	20	15	15
	-Suelos residuales sobre granitos o calizas en la meseta .	25	20	20	20
	-Calizas con eventuales problemas de disolución.	30	25	25	15
	-Terrenos volcánicos.	25	20	20	

Tabla 2.5 Separaciones en metros según el terreno y el edificio

(Fuente: <http://www.geocisa.com>)

Profundidad de cimentacion según el tipo de edificio (Tabla 2.6)

Profundidades para la planificación preliminar de reconocimiento (m)		
SITUACIÓN	Tipo de Edificio	Profundidad
-Laderas de montañas o terrenos de relieve suave sobre formaciones consolidadas o rocosas. -Valles fluviales en zonas altas de ríos. -Zonas urbanas tradicionalmente con cimentaciones directas.	C-1	10
	C-2	12
	C-3	14
	C-4	16
- Llanuras y valles de ríos importantes. - Zonas urbanas de nueva ocupación.	C-1	12
	C-2	15
	C-3	18
	C-4	20
Zonas de deltas, marismas o albuferas antiguas. Tramos finales de ríos importantes. Nueva ocupación de zonas urbanas o industriales antiguas. Zonas tradicionalmente, en cimentación profunda.	C-1	15
	C-2	20
	C-3	25
	C-4	30

Tabla 2.6 Profundidad de cimentacion según el tipo de edificio

(Fuente: <http://www.geocisa.com>)



A continuación se presentan tablas y gráficos en las que se indican algunas expresiones que involucran la profundidad y separación de las excavaciones; de acuerdo a las necesidades (Fig.2.21), (Tabla2.7).

ESTRUCTURA	ESPACIAMIENTO (m)
Edificios industriales de 1 piso	30 – 90
Edificios de varios pisos	15 – 30
Excavaciones para préstamo	30 – 120
Presas de tierra y diques	30 – 60
Carreteras	300 – 600

TIPO DE EDIFICIO	PROFUNDIDAD (m)
Estrecho y/o ligero	$3P^{0.7}$
Ancho y/o pesado	$6P^{0.7}$

P = # de pisos del edificio.

Tabla 2.7 Profundidad y separación de las excavaciones según el tipo de edificio.

(Fuente: <http://www.geocisa.com>)

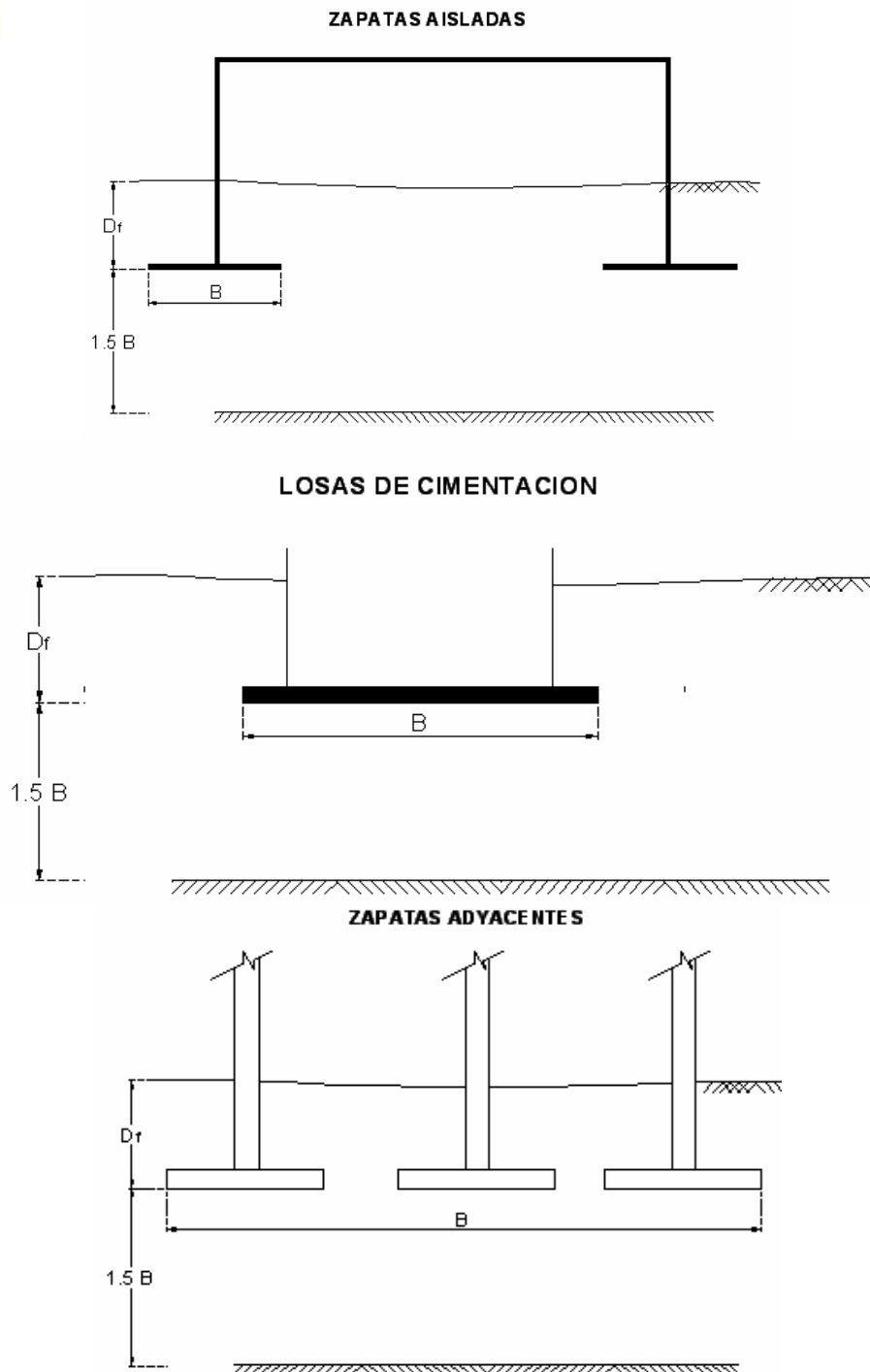


Figura 2.21 Profundidad de excavación para los diferentes tipos de cimentación.  
(Fuente: Autores)

3. Realizar perforaciones en:



- ◆ Zonas muy cargadas.
- ◆ Zonas de geometría difícil.
- ◆ Partes opuestas de la estructura.
- ◆ Zonas con geología distinta.

## 2.5 Ensayos de laboratorio

Dentro de lo que se refiere a la investigación del sitio de obra, por lo general es necesario realizar los siguientes ensayos de laboratorio para poder tener un buen grado de confiabilidad en los cálculos que se vayan a realizar para las cimentaciones, se explicaran brevemente los más importantes.

- ◆ Clasificación del material (Granulometrías, LL, LP; IP;etc).

Granulometría: Está definida como la distribución de los tamaños de las partículas que constituyen una masa de agregados. Se determina mediante el análisis granulométrico que consiste en dividir una muestra de agregado en fracciones de igual tamaño. La medida de ésta cuantía de cada una de estas fracciones es lo que se conoce como granulometría.

Límite Líquido (LL): Es el contenido de agua; en porcentaje requerido para cerrar una distancia de 12.7mm a



lo largo de la ranura con un número de golpes igual a 25; en el ensayo de la Cuchara de Casa Grande (Fig. 2.22).



Figura 2.22 Límite Plástico (LP): Se define como el contenido de agua, en porcentaje, con el cual el suelo al ser enrollado en rollitos de 3.2mm de diámetro, se desmorona. El límite plástico es el límite inferior de la etapa plástica del suelo.

Índice de Plasticidad (IP): Es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.

(Fuente: Autores)

$$IP = LL - LP$$

- ◆ Densidad. → Densidad relativa → Para evitar éste ensayo es común utilizar un valor de  $S_s = 2,65$ ; y para suelos con un alto contenido orgánico  $S_s = 2,4$ .



- ◆ Humedad natural.  $W=W_w/W_s$

### **Determinación de la resistencia cortante del suelo**

- ◆ Ensayos de Compresión simple.  $\rightarrow \sigma_p' = \frac{S_u}{0.22}$  para arcillas – preconsolidadas válidas para un  $OCR \geq 1,5$  ( $OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{o}}$ ); además cabe recalcar que el valor de  $S_u = q_u/2$  (Fig.2.23)

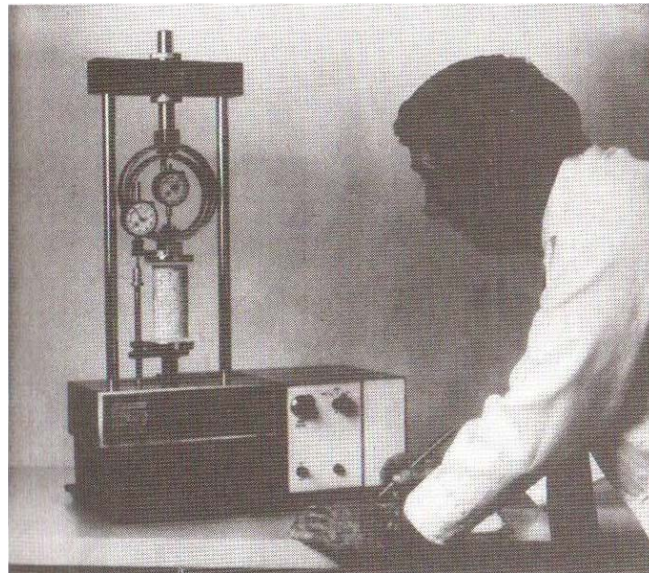


Figura 2.23 Equipo para ensayo de compresión simple  
(Fuente: <http://www.geocisa.com>)

- ◆ Ensayos de Corte directo.
- ◆ Triaxial (U.U)



- ◆ Consolidación (Necesario si se tiene una capa compresible o se quiere cambiar el N.F.)

### 2.5.1 Prueba de Corte Directo

Esta prueba consiste en colocar un espécimen circular o rectangular dentro de un molde partido que permite la aplicación de un desplazamiento relativo dentro de la masa del suelo y por lo tanto impone una superficie de falla en la muestra. Adicionalmente permite colocar un esfuerzo normal a la muestra que no sufrirá variaciones por la aplicación del esfuerzo de corte (Fig. 2.9).

La prueba de corte directo permite realizar ensayos tanto consolidados como no consolidados dependiendo si se permite el cambio de volumen de la muestra luego de aplicada la carga normal. Para esto se procede con la etapa de rotura inmediatamente luego de aplicada la carga normal o luego de que se ha completado la consolidación primaria de la muestra. Tomar en cuenta que la consolidación es unidimensional y no es posible controlar la presión de confinamiento de la muestra solamente la presión vertical.

En cuanto a si el ensayo es drenado o no drenado depende de la tasa de deformación impuesta a la muestra y de la capacidad de disipación de presión de agua de poros de



la misma. En general se realiza pruebas drenadas en materiales granulares y se considera la presión inducida de poros cero independientemente de la tasa de deformación impuesta. En tanto que para arcillas si la prueba es drenada o no depende de la tasa de deformación impuesta, mientras más pequeña la tasa de deformación impuesta mayor la posibilidad de disipar la presión inducida de agua de poros.



Figura 2.24. Equipo de corte directo y consolidación  
(Fuente: <http://www.geocisa.com>)

### 2.5.2 Prueba de Compresión Simple

En esta prueba se lleva a la falla a un espécimen cilíndrico de suelo mediante la aplicación de una tasa de deformación constante que puede variar entre 0.5% y 2.0% por minuto. El espécimen cilíndrico debe tener una relación altura/diámetro entre 2 y 2.5. Por lo común se utiliza especímenes con diámetros de 3.5 cm. Es una prueba muy sencilla de realizar, se utiliza para suelos cohesivos o





granulares con cierta cementación o contenido de arcillas de forma tal que permita tallar el espécimen cilíndrico. En esta prueba se puede realizar solo ensayos no consolidados no drenados ya que la única presión aplicada en todas direcciones previa a la rotura de la muestra es la presión atmosférica. La velocidad con la cual se aplica la deformación no permite la disipación de la presión inducida de agua de poros lo que hace que la prueba sea no drenada pese a que no se coloca ningún mecanismo para impedir el flujo de agua fuera de la muestra.

### **2.5.3 Ensayo Triaxial**

Es el ensayo más sofisticado y que permite controlar de mejor manera los parámetros de la prueba durante las dos etapas principales de la misma. En este ensayo podemos someter al espécimen, el mismo que nuevamente es un cilindro con las mismas características del ensayo de compresión simple, a una presión hidrostática en todas direcciones y permitir la consolidación o no del espécimen.

Luego se aplican los esfuerzos desviadores en el sentido vertical y se lleva a la muestra a la falla. En esta etapa también es posible controlar el drenaje o no de la muestra, así como se puede medir la presión inducida de agua de poros con cierta certeza de ser necesario (Fig. 2.11).

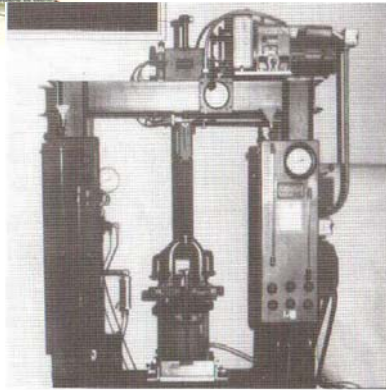


Figura 2.25 Equipo para ensayo Triaxial.  
(Fuente: <http://www.geocisa.com>)

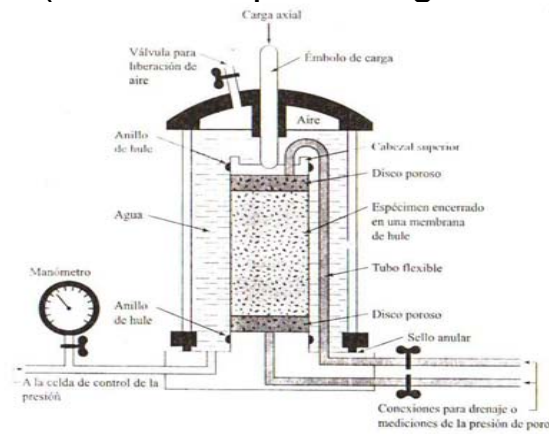


Figura 2.26 Equipo para ensayo Triaxial.  
(Fuente: <http://www.geocisa.com>)



## CAPITULO 3

### CONSOLIDACION

#### 3.1 Consolidación

##### 3.1.1 Introducción:

Dentro de las actividades que desarrollamos con la construcción de edificios, vías, rellenos, presas, etc., cambiamos los esfuerzos que se aplican en la masa del suelo y por lo tanto inducimos deformaciones en la misma. Estas deformaciones, por lo común, se manifiestan en asentamientos o abultamientos del nivel del terreno. El problema en suelos es que la relación que existe entre el esfuerzo aplicado y la deformación no es fácil de definir a diferencia de lo que sucede con materiales como los metales y el hormigón.

El fenómeno de la consolidación es un incremento del esfuerzo provocado por la construcción de cimentaciones u otras cargas que comprime los estratos del suelo.

La compresión es causada por:

- a) Deformación de las partículas del suelo.
- b) Reacomodo de las partículas del suelo.
- c) Expulsión de agua o aire de los espacios vacíos.



El asentamiento del suelo puede dividirse por categorías, en asentamientos elásticos y los producidos por consolidación:

### 3.1.2 Asentamientos Elásticos:

1. **Asentamiento inmediato.**- provocado por la deformación elástica del suelo seco y de suelos húmedos y saturados sin ningún cambio en el contenido de agua.

### 3.1.3 Asentamientos por Consolidación:

1. **Asentamiento por consolidación primaria.**- es un cambio de volumen en suelos saturados cohesivos debido a la expulsión del agua que ocupa los espacios vacíos, existe un cambio en el esfuerzo efectivo.
2. **Asentamiento por consolidación secundaria.**-se observa en los suelos saturados cohesivos y es resultado del ajuste plástico de la estructura del suelo.

Si suponemos que el suelo se encuentra completamente saturado, es decir todos los vacíos están llenos de agua, y consideramos el rango de presiones con las cuales trabajamos en ingeniería podemos considerar que la deformación de las partículas de sólidos y la deformación que



sufren los líquidos es despreciable. Por lo tanto, la deformación que sufre toda la masa de suelo depende únicamente del cambio en el volumen de vacíos y por lo tanto del líquido que sale o entra dentro de la masa de suelo. En definitiva, la mayor parte de la deformación que sufren los suelos se debe al reacomodo de las partículas que los conforman y en este proceso cambian el volumen de vacíos y por lo tanto la cantidad de agua dentro de la masa.

En realidad siempre existe un componente de la deformación que se da inmediatamente a la aplicación de la carga el cual es causado por deformación elástica del suelo seco y en los suelos húmedos o saturados sin cambio de contenido de agua. Generalmente utilizamos la teoría de la elasticidad para resolver este componente de la deformación.

Por otro lado, si la deformación es dependiente del tiempo y conlleva un cambio en el contenido de agua dentro de la masa del suelo entonces estamos hablando de consolidación. La consolidación puede ser dividida en dos fases.

La primera fase es la consolidación primaria en donde el esfuerzo adicional aplicado a la masa del suelo inicialmente es soportado por una presión de poros adicional y luego se va lentamente transformando en esfuerzo efectivo según existe



un flujo de agua fuera de la masa del suelo y por lo tanto se va disipando la presión de agua de poros.

La segunda fase corresponde a la consolidación secundaria en la cual no existe un cambio en el esfuerzo efectivo de la masa del suelo pero todavía existe un reacomodo de las partículas de suelo hasta encontrar nuevamente un equilibrio interno de la estructura del suelo.

Para entender mejor el proceso de consolidación vamos a analizar el cambio volumétrico y de esfuerzos que se produce dentro de un elemento de suelo sometido a una presión hidrostática (igual en todas direcciones) inicial como lo muestra a continuación (Fig.3.1).

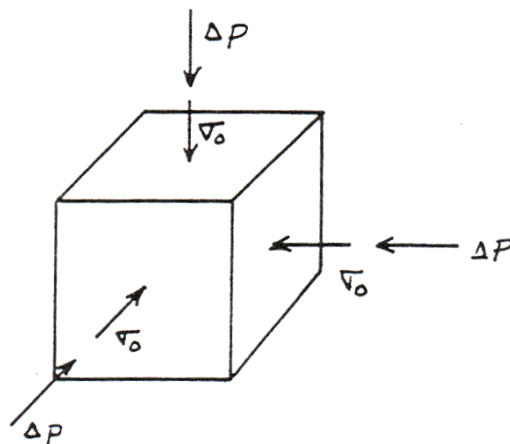


Figura 3.1 Presión Hidrostática

(Fuente: Curso CEE 483 UIUC G. Mesri)

Bajo las condiciones mostradas el elemento tiene un volumen inicial ( $V_0$ ), una presión de agua de poros inicial ( $u_0$ ) y un esfuerzo efectivo inicial ( $\sigma'_0$ ). De manera instantánea se



aplica a este elemento una presión hidrostática adicional ( $\Delta p$ ) que modifica las condiciones de esfuerzo total. Apenas hemos realizado el cambio en esfuerzo este se manifiesta en un incremento de la presión de agua de poros, pues estamos considerando a la masa del suelo incompresible a menos que exista una salida de agua. El proceso de cambio de volumen toma tiempo y por lo tanto la presión de agua de poros comienza ahora a disminuir y disipar la presión adicional generada de agua de poros, a la cual llamaremos  $u'$ , lo que provoca que la presión efectiva comience a aumentar. Se llega a un punto en donde el cambio en esfuerzo efectivo cesa, esto marca el fin de la consolidación primaria. Pero todavía continúa la deformación en la llamada consolidación secundaria. Todo esto lo podemos expresar matemáticamente de la siguiente forma:

En  $t = 0 \rightarrow$  aplicación de la carga

$$\frac{\Delta u}{\Delta \sigma} = \frac{\Delta u}{\Delta p} = 1$$

Por lo tanto

$$\Delta u = \Delta p \quad \text{y} \quad \Delta u = \Delta \sigma$$

y como

$$\sigma' = \Delta \sigma - \Delta u \quad \rightarrow \quad \Delta \sigma' = 0$$

Durante la consolidación primaria:

$$\frac{d\sigma'}{dt} \neq 0$$



Durante la consolidación secundaria:

$$\frac{d\sigma'}{dt} = 0$$

El mismo fenómeno se explica de una manera gráfica a continuación (Fig. 3.2)

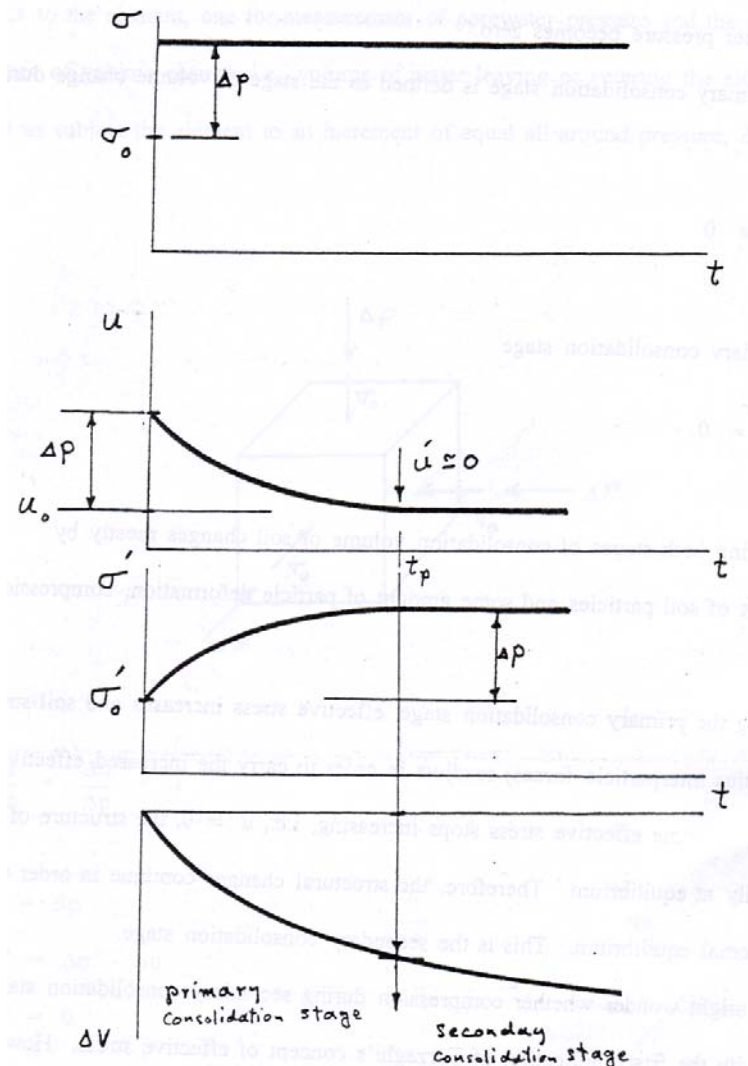


Figura 3.2 Consolidación Primaria y Secundaria  
(Fuente: Earth Manual, 2001)

Durante cualquier etapa de la consolidación el cambio en volumen se debe principalmente al reacomodo de las partículas, durante la consolidación primaria para resistir el





nuevo esfuerzo efectivo aplicado y durante la consolidación secundaria para encontrar nuevamente el equilibrio interno que perdió al comenzar a deformarse. Es decir, el cambio en volumen durante la consolidación secundaria es debido a una redistribución de fuerzas internas de la estructura del suelo.

### **3.2 Consideraciones fundamentales sobre consolidación.**

Cuando un estrato de suelo saturado está sometido a un incremento de esfuerzos, la presión de poro del agua aumenta repentinamente.

**En suelos arenosos** que son altamente permeables, la disipación del incremento en la presión de poro del agua se lleva a cabo inmediatamente. El drenaje del agua de los poros va acompañado por una reducción en el volumen de la masa del suelo, generándose un asentamiento. Debido al rápido drenaje del agua de los poros en los suelos arenosos, el asentamiento inmediato y la consolidación se efectúan simultáneamente.

**Para suelos arcillosos** no ocurre lo mismo ya que tienen baja permeabilidad. El asentamiento por consolidación depende del tiempo.



Se analizará la deformación de un estrato de arcilla saturada sometida a un incremento instantáneo, es decir la aplicación de la carga no depende del tiempo en el esfuerzo total de  $\Delta\sigma$  de espesor H confinado entre dos estratos de arena (Fig. 3.3)

Como se sabe:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta\mu$$

Donde:  $\Delta\sigma' \rightarrow$  incremento en el esfuerzo efectivo.

$\Delta\mu \rightarrow$  incremento en la presión de poro del agua.

Como la arcilla tiene muy baja permeabilidad y el agua es incompresible comparada con el esqueleto del suelo, en el tiempo  $t=0$ , el esfuerzo incrementado total,  $\Delta\sigma$  será tomado por el agua ( $\Delta\sigma = \Delta\mu$ ) en toda la profundidad del estrato (Fig. 3.4).

Ningún esfuerzo será tomado por el esqueleto del suelo (es decir, el esfuerzo efectivo incrementado  $\Delta\sigma' = 0$ ).

Después de la aplicación del esfuerzo al estrato de arcilla, el agua en los espacios vacíos empezará a ser expulsada y se drenará en ambas direcciones hacia los



estratos de arena, el exceso de presión de poro del agua en cualquier profundidad sobre el estrato de arcilla decrecerá gradualmente y el esfuerzo tomado por los sólidos del suelo (esfuerzo efectivo) se incrementará.

Así en el tiempo  $0 < t < t_p$

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta\mu \quad (\Delta\sigma' > 0 \text{ y } \Delta\mu < \Delta\sigma)$$

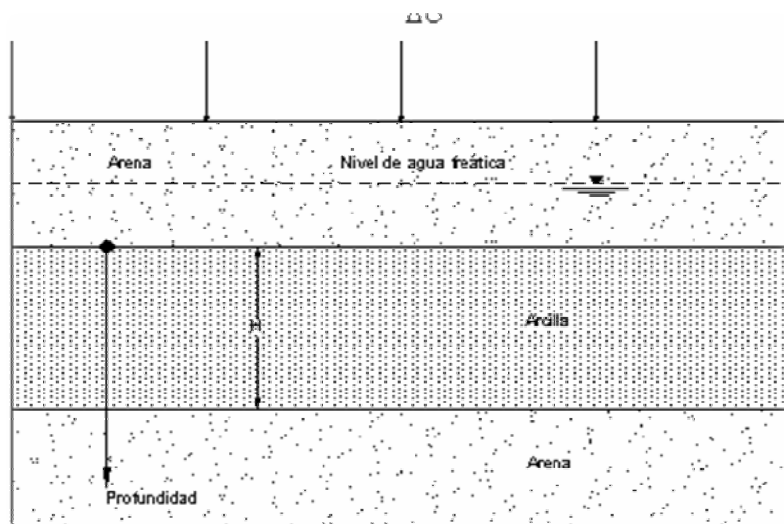


Figura 3.3 Consolidación en suelos arcillosos.

(Fuente: Das, 2001)

Sin embargo las magnitudes de  $\Delta\sigma'$  y  $\Delta\mu$  a diversas profundidades cambiarán (Fig. 3.4), dependiendo de la



distancia mínima de la trayectoria de drenaje a cualquiera de los estratos de arena, superior e inferior.

En el tiempo  $t=t_p$ , la presión de poro completa se disipará por drenaje desde todos los puntos del estrato de arcilla, dando  $\Delta\mu = 0$ . El incremento de esfuerzo total  $\Delta\sigma$  se tomará entonces por la estructura del suelo (Fig. 3.4) por lo que:  $\Delta\sigma' = \Delta\mu$

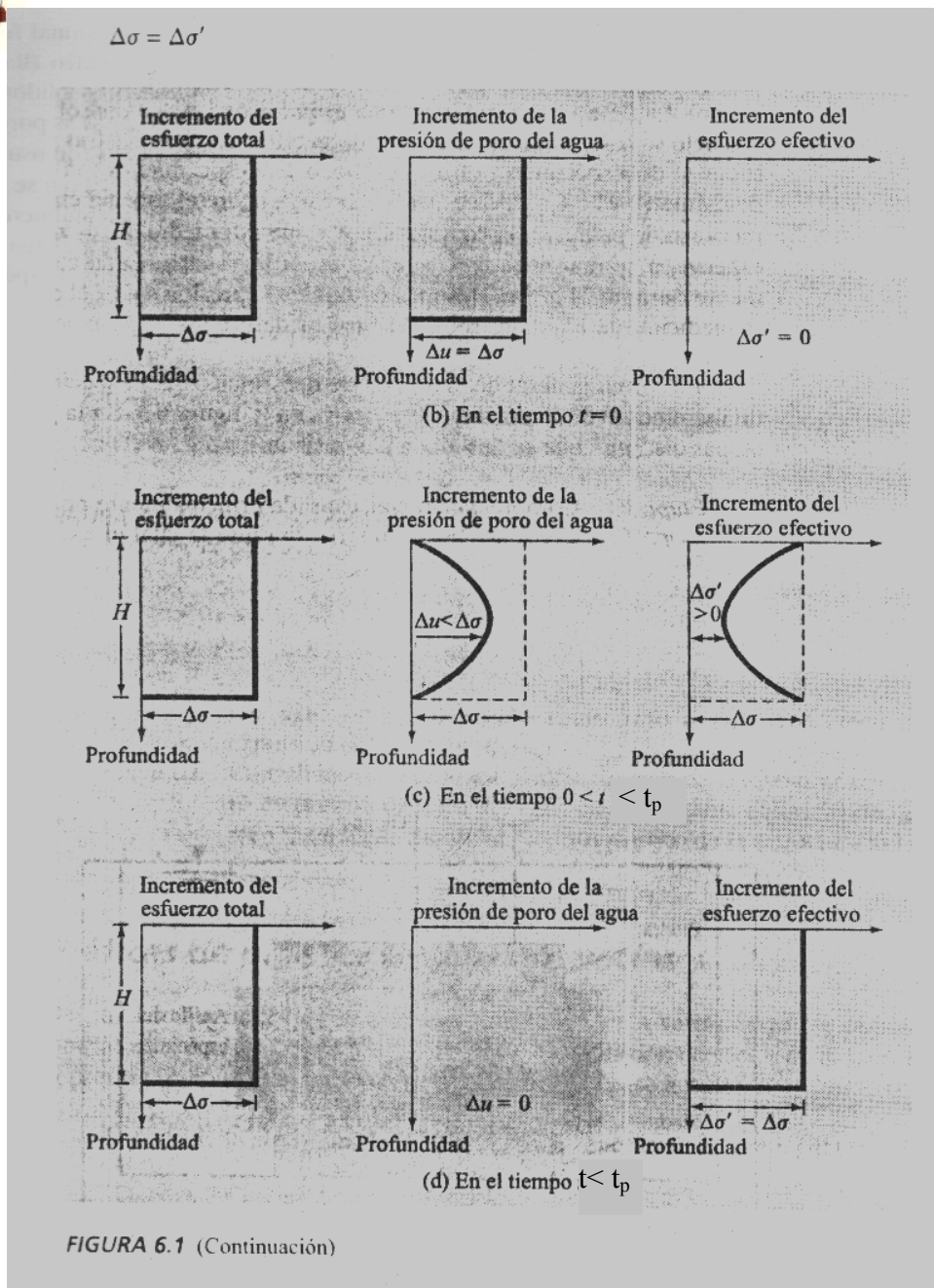


Figura 3.4 Incremento de esfuerzos totales b) Para  $t < 0$ , c) Para  $0 < t < t_p$ , d) Para  $t < t_p$ .  
 (Fuente: Das, 2001)



### 3.3 Prueba de consolidación unidimensional en el laboratorio.

Esta prueba es una de las primeras que se postuló en mecánica de suelos y de hecho su interpretación ayudó a Terzaghi a entender el principio de esfuerzos efectivos. Para que la consolidación sea unidimensional se restringe la deformación de la muestra en sentido horizontal mediante el uso de un anillo indeformable, fabricado comúnmente de acero inoxidable, y se aplican cargas verticales. Se colocan dos piedras porosas en la parte superior e inferior de la muestra con el fin de permitir el libre flujo de agua en el contacto entre la muestra y las superficies inferior y superior (Fig. 3.5).

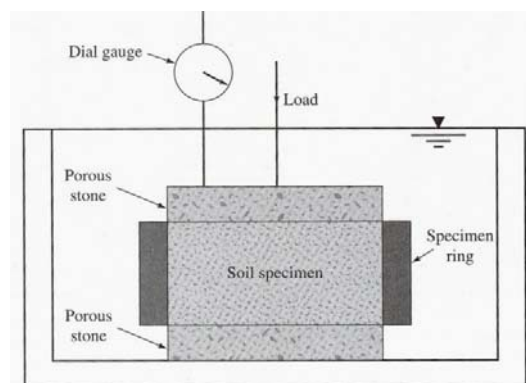


Figura 3.5 Esquema del aparato de laboratorio para prueba de Consolidación.

(Fuente: Das, 2001)

Como se observa se miden los asentamientos que se producen en función del tiempo los cuales pueden ser



representados gráficamente para definir el final de la consolidación primaria para cada estado de carga de la muestra (Fig. 3.6).

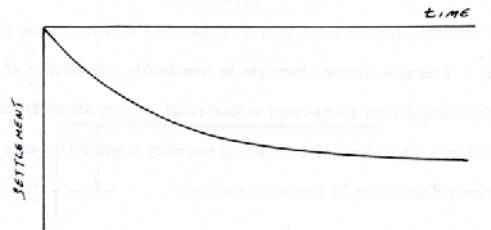


Figura 3.6 Asentamientos en función del tiempo.

(Fuente: Earth Manual, 2001)

En las gráficas se observa primeramente que el asentamiento va disminuyendo en su tasa de cambio según avanza el tiempo y por lo tanto resulta más conveniente representar la deformación utilizando una escala logarítmica de tiempo o en su defecto la raíz cuadrada del tiempo.

El primer método, utilizando la escala logarítmica de tiempo, se llama el método de Casagrande y define el final de la consolidación primaria como el punto en donde se interceptan los dos tramos rectos de la gráfica (Fig.3.7):

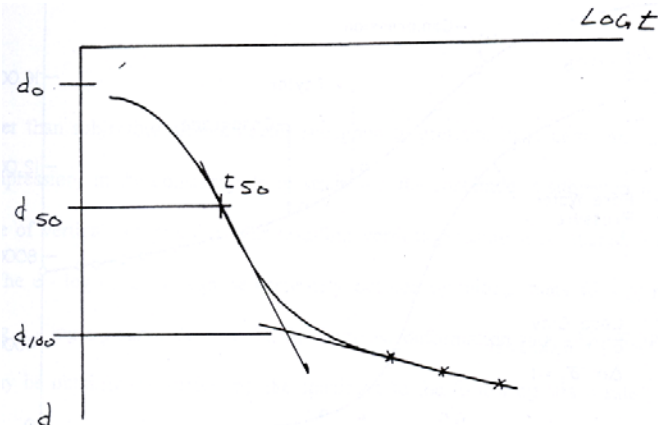


Figura 3.7 Obtención de la curva EOP a partir de la prueba de laboratorio definido por Casagrande

(Fuente: Curso CEE 483 UIUC G. Mesri)

El segundo método fue definido por Taylor y encuentra el final de la consolidación primaria (Fig.3.8):

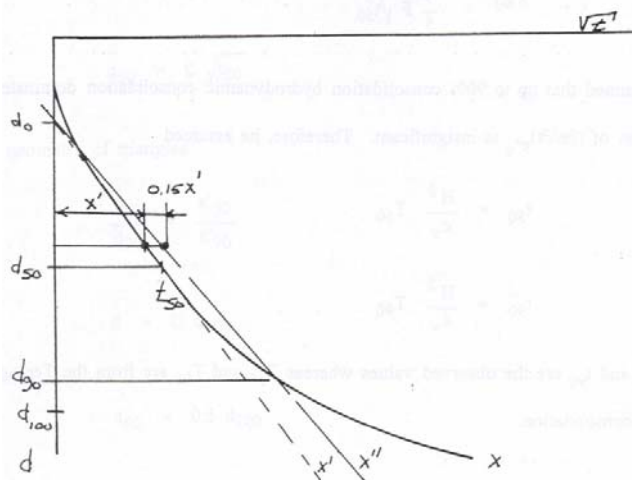


Figura 3.8 Obtención de la curva EOP a partir de la prueba de laboratorio definido por Taylor

(Fuente: Curso CEE 483 UIUC G. Mesri)

Mediante cualquiera de estos métodos se encuentra la deformación y el tiempo que corresponden a la consolidación primaria de la muestra de suelo bajo la carga aplicada, luego





se puede proceder a incrementar la carga y se repite el procedimiento.

Es recomendable duplicar cada vez las cargas con el fin de que las deformaciones producidas por la carga anterior no influyan en las lecturas de la nueva carga. Además se toman medidas de deformación con respecto al tiempo cada vez más espaciadas entre si pues como se nota la tasa de deformación va disminuyendo. Los tiempos recomendables para la toma de lecturas son: 6 s, 15 s, 30s, 1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1 hora, 2 horas, 4 horas, 8 horas, 16 horas, 24 horas. Si se usa el método de Taylor se puede acelerar el proceso de pasar a la siguiente carga pues se puede determinar mucho más rápido cuando la muestra ha llegado al final de la consolidación primaria.

Con estos datos se puede construir la curva de relación de vacíos vs. el esfuerzo efectivo en escala logarítmica.

### **3.4 Curva relación de vacíos vs. esfuerzo efectivo (EOP)**

La curva de relación de vacíos vs. el esfuerzo efectivo es una propiedad intrínseca de cada material y demuestra en si la historia geológica que ha tenido dicho material. En esta curva se grafica la relación de vacíos que presenta el material



justo cuando ha concluido la consolidación primaria, es decir cuando el esfuerzo efectivo ha dejado de variar.

Así la curva puede presentar una zona de recompresión si existe un esfuerzo de preconsolidación ( $\sigma'_p$ ) en el suelo. El esfuerzo de preconsolidación se puede presentar debido a distintos eventos geológicos previos a los que haya sido sometido el material, como los siguientes:

- Sepultamiento del material por otros estratos y posterior erosión de estos estratos suprayacentes.
- Formación y deshielo de capas de hielo durante las eras geológicas de glaciación.
- Desecación del suelo o descenso del nivel freático lo que produce una reducción en presiones de agua de poros y aumento de los esfuerzos efectivos.
- Envejecimiento de los suelos, el paso del tiempo crea cementantes o reacomoda (densifica) las partículas que conforman el suelo.

Por lo tanto se pueden definir tres pendientes en una curva EOP. La primera corresponde a  $C_r$  (recompresión) que es la pendiente de la recta que une el punto de esfuerzo actual ( $\sigma'_0$ ) con el punto de esfuerzo de preconsolidación ( $\sigma'_p$ ). La segunda es la pendiente  $C_c$  (compresión) que es la pendiente que se da en el tramo virgen de la curva, es decir



cuando el material es sometido a esfuerzos a los cuales no ha sido sometido con anterioridad en su historia geológica. La tercera es la pendiente  $C_s$  (hinchamiento) que es aquella que se da cuando se retira las cargas de la muestra y la muestra presenta cierto rebote pero nunca vuelve a su estado original. Las expresiones matemáticas para estas pendientes son:

$$C_r = \frac{\Delta e}{\log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_0}} \quad C_c = \frac{\Delta e}{\log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_p}} \quad C_s = \frac{\Delta e}{\log \frac{\sigma'_d}{\sigma'_f}}$$

Gráficamente (Fig. 3.9).

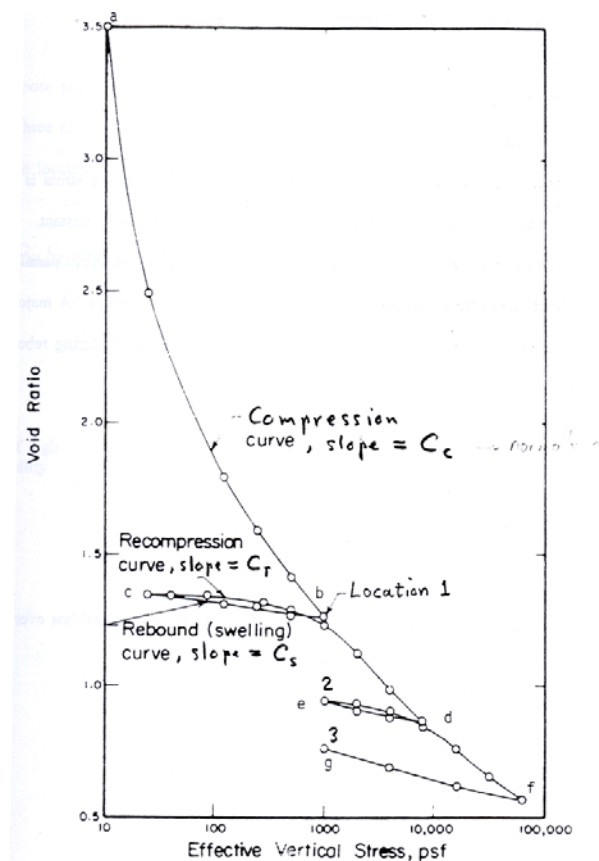


Figura 3.9 Pendientes de Recompresión, Compresión, Hinchamiento.



(Fuente: Curso CEE 483 UIUC G. Mesri)

Este gráfico muestra una prueba de consolidación de una arcilla normalmente consolidada o remoldeada. Mediante varios ciclos de carga se llega de punto “a” al punto “b”, en este punto se descarga hasta llegar al punto “c”. En el tramo “a” – “b” se puede definir la pendiente  $C_c$ , en tanto que en tramo “b” – “c” se puede definir la pendiente  $C_s$ . Finalmente se vuelve a cargar la muestra y esta regresa hasta una relación de vacíos un poco menor a la existente en “b” y nuevamente sigue la curva virgen. En el tramo “c” – “b” se puede definir la pendiente  $C_r$ . En este ejemplo la diferencia entre  $C_r$  y  $C_s$  no es muy clara debido a que no se permitió un envejecimiento de la muestra. Caso contrario se puede observar que en depósitos más antiguos o con una historia geológica más larga  $C_r$  es menor que  $C_s$ .

En definitiva toda la consolidación primaria puede quedar definida por una curva EOP, para la consolidación secundaria requerimos otro tipo de gráfico.

### 3.5 Consolidación secundaria

La consolidación secundaria ya habíamos indicado es aquella que se produce no debido a un cambio de esfuerzo efectivo sino solamente debido al paso del tiempo. Esto es, se produce un reacomodo interno de la estructura del suelo que propicia que aun se produzcan asentamientos una vez



que el esfuerzo efectivo ha terminado de variar. Por lo tanto, para definir la pendiente  $C_\alpha$  que define el asentamiento secundario es necesario hacer una gráfica del cambio en la relación de vacíos con respecto al logaritmo del tiempo. La pendiente  $C_\alpha$  se define matemática y gráficamente de la siguiente forma (Fig. 3.10):

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\log \frac{t}{t_p}}$$

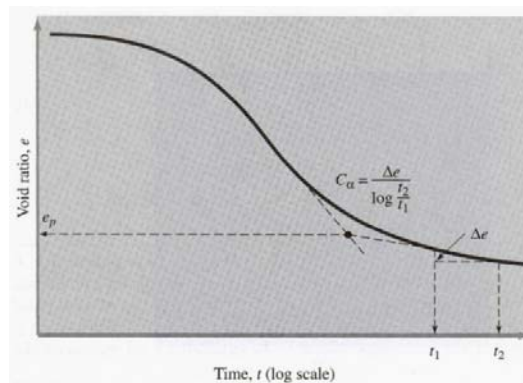


Figura 3.10 Pendiente  $C_\alpha$  del asentamiento Secundario.

(Fuente: Coduto, 1994)

En la práctica es necesario únicamente definir con cierto grado de confiabilidad el parámetro  $C_c$  pues existen relaciones constantes entre este parámetro y los parámetros  $C_r$  y  $C_\alpha$ .

$\Delta_s = C_r / C_c$  varían dentro 0.002 y 0.2 para cualquier tipo de suelo en tanto que

$C_\alpha / C_c$  varía entre 0.01 y 0.07.



### 3.6 Cálculo del Asentamiento total.

Una vez que hemos definido todos los parámetros que intervienen en el asentamiento por consolidación podemos escribir la fórmula que sirve para el cálculo del asentamiento total producido por consolidación, la expresión matemática es la siguiente:

$$S = \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot L \cdot \left( \frac{C_r}{C_c} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} + \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} + \frac{C_\alpha}{C_c} \log \frac{t}{t_p} \right)$$

Donde:

S: asentamiento total

$C_c$ : coeficiente de compresión del suelo

$e_0$ : relación de vacíos inicial del suelo

L: espesor de la capa que se va a consolidar

$C_r$ : coeficiente de recompresión del suelo

$\sigma'_0$ : esfuerzo efectivo inicial en la mitad de la capa a consolidar

$\sigma'_p$ : esfuerzo efectivo de preconsolidación del suelo

$\sigma'_f$ : esfuerzo efectivo final en la mitad de la capa a consolidar

$C_\alpha$ : coeficiente de consolidación secundaria del suelo

t: tiempo en el cual se quiere calcular la consolidación total



$t_p$ : tiempo de consolidación primaria de la capa a consolidar

En esta fórmula están implícitos varios factores del suelo que inciden en su compresibilidad como son la relación de vacíos inicial, el espesor de la capa a consolidar, el esfuerzo de preconsolidación del suelo, los esfuerzos iniciales y finales a los cuales está sometido el suelo y el tiempo de la consolidación primaria del suelo.

La velocidad de consolidación del suelo se calcula con la teoría de consolidación de Terzaghi la cual considera las condiciones de frontera en cuanto a drenaje y cambio de esfuerzos efectivos.

### 3.7 Esfuerzo de preconsolidación.

Como ya vimos el esfuerzo de preconsolidación es el esfuerzo máximo al cual el material ha sido sometido en su historia geológica. Podemos por lo tanto definir un el coeficiente de preconsolidación (OCR) de la siguiente forma:

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_0}$$

El esfuerzo de preconsolidación gobierna el comportamiento de los suelos en condiciones no drenadas. En general, se puede determinar el esfuerzo de preconsolidación con los datos obtenidos de una prueba de



consolidación unidireccional, sin embargo la alteración producida a la muestra durante su extracción modifica en algo la estructura del suelo y por lo tanto induce errores en la determinación del esfuerzo de preconsolidación. Casagrande propone el siguiente método gráfico para obtener el esfuerzo de preconsolidación de la curva EOP obtenida en laboratorio (Fig. 3.11):

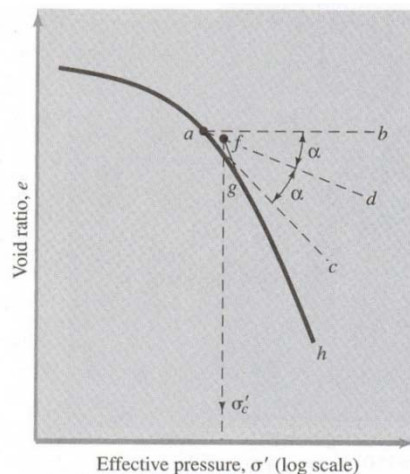


Figura 3.11 Curva de esfuerzo de preconsolidación definido por Casagrande.

(Fuente: Das, 2001)

- 1) Se localiza el punto de mayor curvatura en la curva de compresión, punto “a”
- 2) Se traza un recta horizontal que pase por “a”, recta “a-b”
- 3) Se traza una recta tangente a la curva de compresión en el punto “a”, recta “a-c”
- 4) Se traza la bisectriz al ángulo formado por las rectas “a-b” y “a-c”, recta “a-d”





- 5) Se prolonga la parte recta de la curva de compresión, recta “h-g”
- 6) Se localiza el punto “f” y la abscisa que corresponde a este punto es la presión de preconsolidación de la muestra.

### **3.8 Teoría de consolidación de Terzaghi.**

Hasta el momento hemos definido la magnitud del asentamiento pero también es importante definir la velocidad del mismo pues si el asentamiento va a concluir antes de que culminen las actividades de construcción de una obra se pueden realizar las reparaciones necesarias para acomodar el asentamiento sin ningún problema. Por el contrario si este va a tomar un tiempo excesivamente largo se deben pensar en estructuras que impidan por un lado el asentamiento diferencial y adicionalmente colocar uniones flexibles entre la estructura y los ductos o estructuras exteriores.

Terzaghi formuló esta teoría en 1923 y la concibió con las siguientes hipótesis:

- El flujo se da solamente en sentido vertical



- El coeficiente de permeabilidad  $k$  es constante a través de la masa del suelo y no cambia con el tiempo durante el incremento de cargas
- Las deformaciones son pequeñas
- No existe consolidación secundaria
- Existe una relación constante en cualquier incremento de carga entre el cambio en volumen por unidad de volumen y el cambio en esfuerzo efectivo. Esto es:

$$\frac{dV}{V} = m_v d\sigma$$

El valor  $m_v$  es conocido como el coeficiente volumétrico de compresibilidad. Luego de planteadas y resueltas las ecuaciones de flujo y relacionadas estas con el cambio volumétrico se llega a la siguiente expresión:

$$\frac{\partial u'}{\partial t} = \frac{k}{m_v \gamma_w} \frac{\partial^2 u'}{\partial z^2} = c_v \frac{\partial^2 u'}{\partial z^2}$$

Donde:

$u'$ : presión de agua de poros en exceso creada por la consolidación

$k$ : permeabilidad del suelo

$z$ : profundidad del suelo o muestra sometida a consolidación



El coeficiente de consolidación  $c_v$  tiene la siguiente expresión matemática:

$$c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w}$$

En este punto es necesario aplicar las condiciones de frontera según las condiciones de drenaje y compresibilidad que tengan las capas adyacentes a la capa estudiada. Para el caso más simple que consiste en una capa de arcilla limitada por dos capas de arena prácticamente incompresibles, que por otro lado modela bien el fenómeno que ocurre en la prueba de laboratorio, se pueden citar las siguientes condiciones de frontera:

- 1) La presión en exceso de agua de poros  $u'$  es igual al cambio en esfuerzo total  $\Delta\sigma$  en cualquier profundidad  $z$  para el tiempo  $t = 0$ .
- 2) La presión de agua de poros en exceso  $u'$  es cero en cualquier tiempo mayor que 0 en las superficies de drenaje  $z = 0$  y  $z = 2H$ .
- 3) Luego de un tiempo bastante largo,  $u' = 0$  en cualquier punto de la muestra.



Las condiciones de frontera precedentes y la ecuación de consolidación resultan en la siguiente solución:

$$U_z(\%) = f\left(T, \frac{z}{H}\right) \quad \text{donde} \quad T = \frac{C_v}{H^2}t$$

En esta expresión, T es un número adimensional llamado el factor de tiempo, H es la longitud mayor de drenaje en la muestra o en la capa de suelo, y t es el tiempo que corresponde al grado de consolidación  $U_z$ . Las soluciones para esta expresión se presentan en la siguiente tabla (Tabla 3.1):

U (%)	$T_v$	U (%)	$T_v$	U (%)	$T_v$
0	0	34	0.0907	68	0.377
1	0.00008	35	0.0962	69	0.390
2	0.0003	36	0.102	70	0.403
3	0.00071	37	0.107	71	0.417
4	0.00126	38	0.113	72	0.431
5	0.00196	39	0.119	73	0.446
6	0.00283	40	0.126	74	0.461
7	0.00385	41	0.132	75	0.477
8	0.00502	42	0.138	76	0.493
9	0.00636	43	0.145	77	0.511
10	0.00785	44	0.152	78	0.529
11	0.0095	45	0.159	79	0.547
12	0.0113	46	0.166	80	0.567
13	0.0133	47	0.173	81	0.588
14	0.0154	48	0.181	82	0.610
15	0.0177	49	0.188	83	0.633
16	0.0201	50	0.197	84	0.658
17	0.0227	51	0.204	85	0.684
18	0.0254	52	0.212	86	0.712
19	0.0283	53	0.221	87	0.742
20	0.0314	54	0.230	88	0.774
21	0.0346	55	0.239	89	0.809
22	0.0380	56	0.248	90	0.848
23	0.0415	57	0.257	91	0.891
24	0.0452	58	0.267	92	0.938
25	0.0491	59	0.276	93	0.993
26	0.0531	60	0.286	94	1.055
27	0.0572	61	0.297	95	1.129
28	0.0615	62	0.307	96	1.219
29	0.0660	63	0.318	97	1.336
30	0.0707	64	0.329	98	1.500
31	0.0754	65	0.340	99	1.781
32	0.0803	66	0.352	100	$\infty$
33	0.0855	67	0.364		

Tabla 3.1 soluciones para esta expresión  $U_z(\%) = f\left(T, \frac{z}{H}\right)$



(Fuente: Das, 2001)

Como se observa de los resultados de la ecuación el factor de tiempo correspondiente al 100% de la consolidación es infinito. Por lo tanto, para resolver el tiempo necesario para completar la consolidación primaria se utiliza por lo común  $T_{95}$ .

El coeficiente de consolidación  $c_v$  puede ser obtenido de una prueba de consolidación en laboratorio tomando los valores correspondientes al 50% de la consolidación primaria pues en esta zona la compresión es estable o lineal en los gráficos deformación vs. Logaritmo del tiempo o deformación vs. Raíz cuadrada del tiempo.

### **3.9 Soluciones en el caso de suelos muy compresibles.**

No es deseable construir una estructura sobre suelos excesivamente compresibles pero en el caso de que otros factores de los proyectos hagan obligatorio la construcción sobre este tipo de suelos se puede pensar en las siguientes soluciones:

- Utilizar un cimentación compensada para no cambiar el estado de esfuerzos del terreno.
- No permitir la variación del nivel freático con actividades de drenaje o desecación.



- Aplicar una sobrecarga al terreno previo a la construcción de la estructura definitiva y permitir la consolidación del mismo, creando un esfuerzo de preconsolidación mayor que el esfuerzo máximo a ser aplicado por la estructura.
- Utilizar drenes verticales con el fin de acelerar el proceso de consolidación cuando se precarga el terreno.



## CAPITULO 4

# CAPACIDAD PORTANTE ÚLTIMA Y FACTOR DE SEGURIDAD

### 4. Capacidad de carga última

#### 4.1 Capacidad de Carga.

Es la presión para la cual los asentamientos comienzan a ser muy grandes e imprevisibles debido a la falla por corte.

La solución tradicional al problema de capacidad de carga se plantea en los Códigos de Construcción. Prácticamente todos los reglamentos incluyen una tabla con los diferentes tipos de suelos, y para cada uno se especifica la presión admisible. La mayoría de estas tablas se basan en la experiencia general de los suelos de una zona, región o país en que se aplica el código.

Esta es una de las razones, y a nuestro juicio la principal razón, en que se basa la idea ampliamente conocida pero totalmente errónea, de que la presión admisible depende sólo de las características del suelo en que se apoye la cimentación y por tanto, la principal dificultad a que se enfrenta el ingeniero es la de identificar el tipo de suelo que servirá de base.



La presión admisible dada por estas normativas en algunos casos suele dar lugar a dimensionamientos conservadores para edificios de escasa altura sobre cimentaciones aisladas y, más peligrosas aún, en estructuras grandes o especiales pueden ir contra la seguridad de la edificación.

En realidad, este valor depende de numerosos factores, los cuales pueden ser explicados sin dificultad por medio de ciertas condiciones teóricas ideales, siendo las dimensiones y la forma de la cimentación, las variables más importantes de las cuales depende la capacidad de carga última en cualquier tipo de suelo, desde los altamente cohesivos hasta los granulares.

## **4.2 Teorías de capacidad portante última**

### **4.2.1 Solución de Prandtl**

Puede decirse que todas las teorías matemáticas de capacidad de carga última, tienen como punto de partida la solución de Prandtl.

Prandtl propuso al problema de capacidad de carga, de un sólido rígido en un medio continuo, semi-infinito, homogéneo e isótropo, bajo condiciones de deformación plana y considerando que el contacto entre el elemento y el





medio era perfectamente liso, con el siguiente esquema de falla (Fig 4.1):

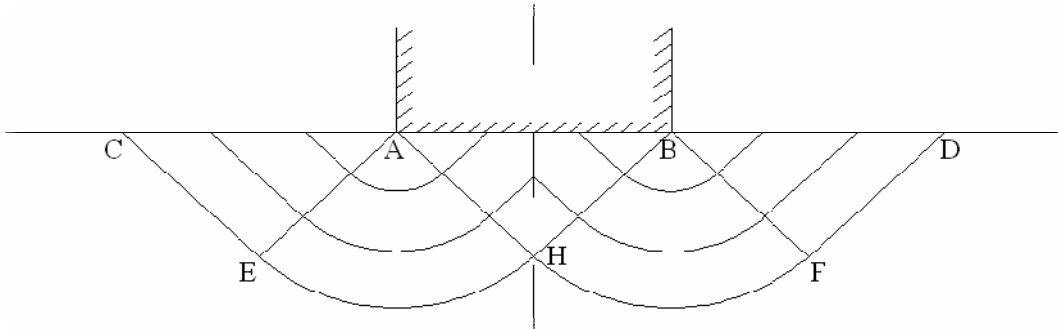


Figura 4.1 Solución de Prandtl.  
(Fuente: Autores)

Bajo estas consideraciones, Prandtl calculó la presión límite a que puede estar sometida la superficie AB, quedando resuelto según la ecuación

$$q_{ul} = N_c \cdot c$$

Donde:

$N_c$  es un valor numérico adimensional y se conoce como factor de capacidad de carga debida a la cohesión, siendo para este caso:

$$N_c = 2 + \pi$$

Esta ecuación indica que, en el momento del flujo plástico incipiente, el elemento rígido ejerce una presión uniforme igual a 5,14 veces la cohesión del suelo, sobre el sólido plástico semi-infinito.



La Teoría de Prandtl permite con otro mecanismo de falla, obtener una cota superior menor que la obtenida por Fellenius, reduciendo así aún más el intervalo teórico de la solución.

Para el caso de un suelo cohesivo con sobrecarga ( $q$ ) sobre el terreno, Prandtl expresó la capacidad de carga como:

$$q_u = N_c \cdot c + N_q \cdot q$$

Determinando numéricamente la formulación de los factores adimensionales de capacidad de carga  $N_c$  y  $N_q$ , con los cuales parece haber gran conformidad:

$$N_q = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \exp^{\pi \cdot \tan \varphi}$$

$$N_c = \left( \frac{N_q - 1}{\tan \varphi} \right)$$

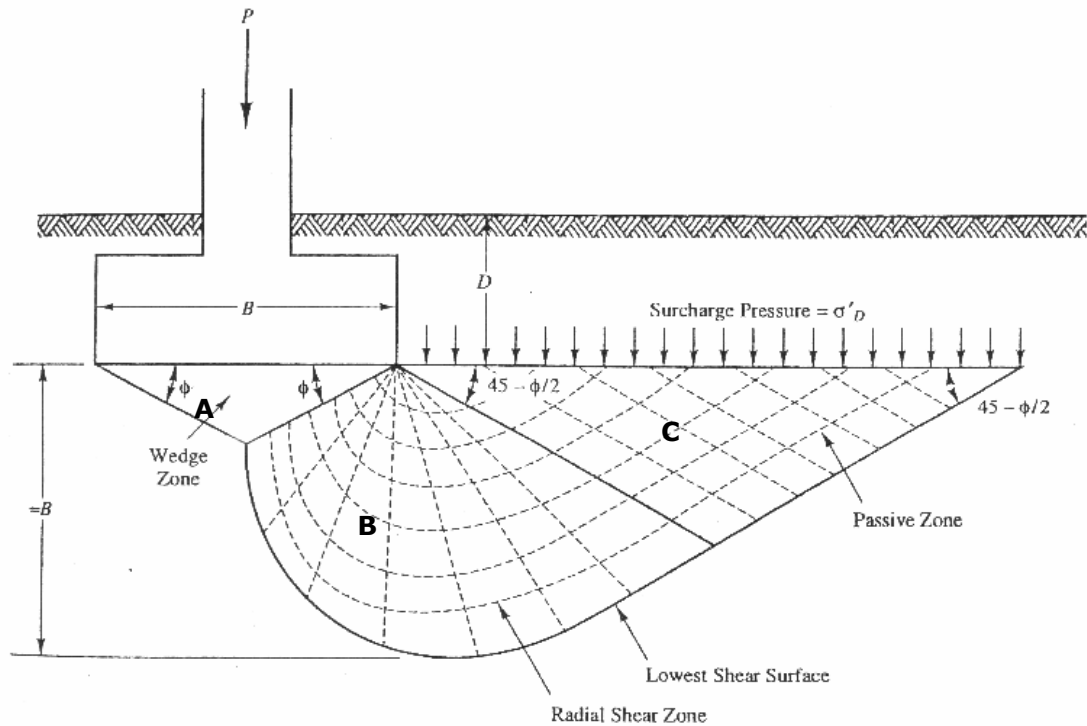
Siendo  $\varphi$  el ángulo de fricción máximo del material.

#### 4.2.2 Teoría de Karl Terzaghi

Terzaghi supuso que el terreno sobre la base del cimiento produce un efecto que puede ser representado por una sobrecarga ( $q$ ), actuante precisamente en un plano horizontal que pase por la base de la cimentación, proponiendo el mecanismo de falla que se muestra en la



Fig. 4.2, para un cimiento poco profundo y de longitud infinita normal al plano del papel.



Donde:  $D_f \approx B$

Figura 4.2 Mecanismo de falla propuesto por Terzaghi.  
 (Fuente: Coduto, 1994)

- A: Cuña de suelo que se mueve con la zapata.
- B: superficie de falla curvilínea, espiral logarítmica.
- C: Cuña en estado pasivo.

*Para zapatas continuas el valor de la capacidad portante última neta viene dado por:*

$$q'_u = cN_c + \sigma'_D(N_q - 1) + 0.5\gamma BN_\gamma \quad \text{Ec 4.1}$$



Donde:

$q'_{u}$  → Capacidad portante última.

$c$  → Cohesión del suelo.

$\gamma$  → Peso específico del suelo.

$\sigma'_{D}$  → Esfuerzo efectivo a la profundidad  $D_f$ .

$D_f$  → profundidad de cimentación.

$B$  → Ancho de la zapata.

$N_q, N_c, N_\gamma$  → Factores de carga

En las que:

$$N_q = \frac{a_\phi^2}{2 \cos^2(45 + \frac{\phi}{2})}$$

$$a_\phi = e^{\pi(0.75 - \frac{\phi}{90}) \tan \phi}$$

$$N_c = 5.7 \rightarrow \text{para } \phi = 0$$

$$N_c = \frac{(N_q - 1)}{\tan \phi} \rightarrow \text{para } \phi > 0$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left( \frac{k_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \quad \therefore k_{p\gamma} \rightarrow \text{coeficiente de presión pasiva}$$

Cabe indicar que Terzaghi nunca definió matemáticamente sino que sólo lo presentó en gráficas; por esta razón se presenta una expresión aproximada para  $N_\gamma$ .

$$N_\gamma = \frac{(N_q + 1) \tan \phi}{1 + 0.4 \sin(4\phi)}$$

Para zapatas cuadradas el valor de la capacidad portante última neta viene dado por:

$$q'_{u} = 1.3cN_c + \sigma'_{D}(N_q - 1) + 0.4\gamma BN_\gamma$$



*Para zapatas circulares el valor de la capacidad portante*

*última neta viene dado por:*

$$q'_{u} = 1.3cN_c + \sigma'_D(N_q - 1) + 0.3\gamma B N_\gamma$$

### **Limitaciones de la Teoría de Terzaghi:**

La teoría de capacidad portante última neta sugerida por Karl Terzagui tiene las siguientes limitaciones o es válida para las siguientes condiciones:

- La relación entre la profundidad de desplante y el ancho del cimiento debe ser menor a 1;  $\frac{D_f}{B} \leq 1$
- No válida para Cimientos rectangulares.
- Válida solamente para Cimientos cuadrados, circulares e infinitos.

### **4.2.3 Solución de Brinch Hansen**

La expresión para la capacidad de carga última presentada en la Ec. 4.1, es sólo para una cimentación continua y no se aplica en el caso de cimentaciones rectangulares. Además dicha expresión no toma en cuenta la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla en el suelo arriba del fondo de la cimentación, incluso la carga



sobre la cimentación puede estar inclinada; para tomar en cuenta todos estos aspectos Brinch Hansen propuso la siguiente expresión para capacidad de carga (Fig. 4.3)

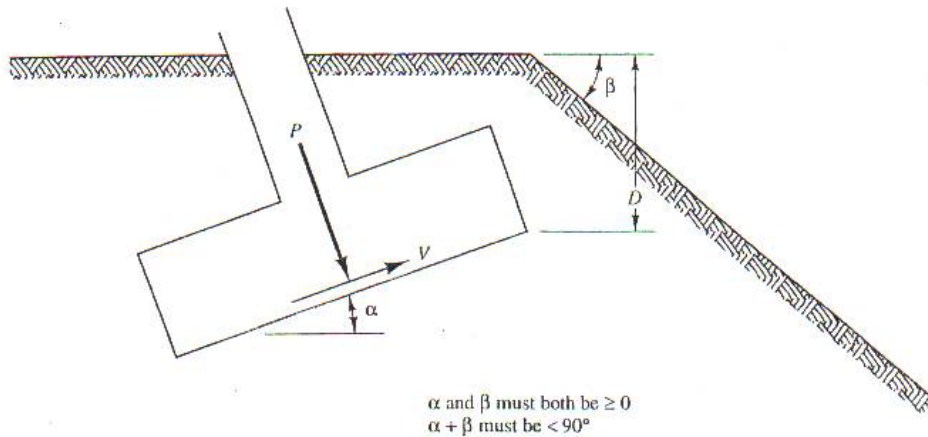


Figura 4.3 Solución de Brinch Hansen.  
 (Fuente: Coduto, 1994)

#### 4.2.3.1 Zapatas rectangulares:

$$q'_{u} = cN_c S_c d_c i_c b_c g_c + \sigma'_D (N_q S_q d_q i_q b_q g_q - 1) + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

Donde los parámetros son debido a correcciones producto de:

$S_c, S_q, S_\gamma$ : Forma del cimiento.

$i_c, i_q, i_\gamma$ : Factores de Inclinación de la carga actuante.

$d_c, d_q, d_\gamma$ : Factores de Profundidad.



$\beta_x, \beta_y, \beta_z$ : Factores de Inclinación del terreno.

$b_x, b_y, b_z$ : Factores de inclinación de la base.

Como podemos observar las presiones obtenidas con esta ecuación son presiones netas y cabe hacer una observación importante, la capacidad de carga última presentada; viene dada por tres factores fundamentales como son:

- La cohesión.
- Esfuerzo efectivo al nivel de desplante.
- Las dimensiones (B) de la cimentación.

Se puede apreciar que cada uno de estos parámetros; influyen de forma directa con el valor que se pueda llegar a obtener para la capacidad de carga última; es decir, que con la simple variación del nivel de desplante, por ejemplo al aumentarlo; se llegan a tener mayores capacidades de carga.

De la misma manera el tamaño de la zapata también influye en la capacidad de carga última, ya que al aumentar B, también se van a obtener variaciones en el valor final de la capacidad de carga última.

Al realizar estas acotaciones podemos concluir diciendo, que en el campo son de mucha ayuda estas observaciones realizadas, ya que con un reconocimiento visual de las



condiciones presentes en el sitio de la obra, se pueden tomar decisiones como las de aumentar la profundidad de desplante en el caso de tener un relleno mal conformado por ejemplo; o en su defecto el variar las dimensiones de mi cimiento para distribuir mejor las cargas.

Diferentes posiciones de la carga (Tabla 4.1):

Zapatas corridas:

PERPENDICULAR A LA BASE	INCLINACION EN LA DIRECCIÓN DE B	INCLINACION EN LA DIRECCIÓN DE L
$S_c^a = 1 + 0.2 \frac{B}{L}$	$S_c^a = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L}\right) i_{CB}$	$S_c^a = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L}\right) i_{CL}$
$S_c^i = 0.2 \frac{B}{L}$	$S_c^i = \left(0.2 \frac{B}{L}\right) i_{CB}$	$S_c^i = \left(0.2 \frac{B}{L}\right) i_{CL}$
$S_q = 1 + \frac{B}{L} (\text{sen} \theta)$	$S_q = 1 + \left(\frac{B i_{qB}}{L}\right) \text{sen} \theta$	$S_q = 1 + \left(\frac{B i_{qL}}{L}\right) \text{sen} \theta$
$S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$	$S_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{B_{\gamma B}}{L i_{\gamma B}}\right) \geq 0.6$	$S_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{B_{\gamma L}}{L i_{\gamma B}}\right) \geq 0.6$

Tabla 4.1 factores de Forma.

(Fuente: Coduto, 1994)





#### 4.2.3.2 Factores de profundidad:

##### Calculo de $d_\gamma$ , $d_c$ , $d_q$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_c = 1 + 0.4 k$$

$$d_q = 1 + 2 k \tan \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2$$

Para  $D/B \geq 1$  ;

$$k = D/B$$

Para  $D/B < 1$ ;

$k = \tan^{-1} \left( \frac{D}{B} \right) \rightarrow$  En la relación  $D/B$  se expresa en radianes.

$D$  = profundidad del cimiento dentro del estrato al que se le determina la capacidad de carga. Debe garantizarse, cuando se toma este parámetro, que durante el proceso constructivo se mantenga esta profundidad del estrato natural por encima del nivel de cimentación.

$B$  = Lado menor real del cimiento.

#### 4.2.3.3 Factores de inclinación:

##### Calculo de $i_\gamma$ , $i_c$ , $i_q$



$$i_c = \sqrt{1 - \frac{V}{Ac}} \quad \text{para } \frac{V}{Ac} < 1$$

$$i_c = 0 \quad \text{para } \frac{V}{Ac} \geq 1$$

$$i_c^a = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{V}{ASu}} \quad \text{para } \frac{V}{Ac} \leq 1$$

$$i_c = \left[ 1 - \frac{0.5V}{P + Ac \cot \phi} \right]^3 \geq 0$$

$$i_q = \left[ 1 - \frac{0.5V}{P + Ac \cot \phi} \right]^3 \geq 0$$

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{0.7V}{P + Ac \cot \phi} \right]^3 \geq 0$$

Donde:

A: Área de la Zapata.

c: Cohesión.

Su: Esfuerzo no drenado.

#### 4.2.3.4 Factores de inclinación de la base:

##### Calculo de $d_y$ , $d_c$ , $d_q$

$$bc = 1 - \frac{\alpha}{147}$$

$$bc^a = \frac{\alpha}{147}$$

$$b_q = e^{-0.0349 \alpha \tan \phi} \rightarrow \alpha \text{ en radianes.}$$

$$b_\gamma = e^{-0.0349 \alpha \tan \phi} \rightarrow \alpha \text{ en radianes..}$$



#### 4.2.3.5 Factores de inclinación del terreno:

##### Calculo de $g_q, g_c, g_\gamma$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_c^a = \frac{\beta}{147}$$

$$g_a = g_\gamma [1 - 0.5 \tan \beta]^5$$

#### 4.2.3.6 Factores de carga de Prandtl (Tabla 4.2).

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi} \text{ para } \phi > 0$$

$$N_c = 5.14 \text{ para } \phi = 0$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \tan \phi$$



$\phi$ (deg)	Terzaghi			Brinch Hansen		
	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5.7	1.0	0.0	5.1	1.0	0.0
1	6.0	1.1	0.1	5.4	1.1	0.0
2	6.3	1.2	0.1	5.6	1.2	0.0
3	6.6	1.3	0.2	5.9	1.3	0.0
4	7.0	1.5	0.3	6.2	1.4	0.0
5	7.3	1.6	0.4	6.5	1.6	0.1
6	7.7	1.8	0.5	6.8	1.7	0.1
7	8.2	2.0	0.6	7.2	1.9	0.2
8	8.6	2.2	0.7	7.5	2.1	0.2
9	9.1	2.4	0.9	7.9	2.3	0.3
10	9.6	2.7	1.0	8.3	2.5	0.4
11	10.2	3.0	1.2	8.8	2.7	0.5
12	10.8	3.3	1.4	9.3	3.0	0.6
13	11.4	3.6	1.6	9.8	3.3	0.8
14	12.1	4.0	1.9	10.4	3.6	1.0
15	12.9	4.4	2.2	11.0	3.9	1.2
16	13.7	4.9	2.5	11.6	4.3	1.4
17	14.6	5.5	2.9	12.3	4.8	1.7
18	15.5	6.0	3.3	13.1	5.3	2.1
19	16.6	6.7	3.8	13.9	5.8	2.5
20	17.7	7.4	4.4	14.8	6.4	2.9
21	18.9	8.3	5.1	15.8	7.1	3.5
22	20.3	9.2	5.9	16.9	7.8	4.1
23	21.7	10.2	6.8	18.0	8.7	4.9
24	23.4	11.4	7.9	19.3	9.6	5.7
25	25.1	12.7	9.2	20.7	10.7	6.8
26	27.1	14.2	10.7	22.3	11.9	7.9
27	29.2	15.9	12.5	23.9	13.2	9.3
28	31.6	17.8	14.6	25.8	14.7	10.9
29	34.2	20.0	17.1	27.9	16.4	12.8
30	37.2	22.5	20.1	30.1	18.4	15.1
31	40.4	25.3	23.7	32.7	20.6	17.7
32	44.0	28.5	28.0	35.5	23.2	20.8
33	48.1	32.2	33.3	38.6	26.1	24.4
34	52.6	36.5	39.6	42.2	29.4	28.8
35	57.8	41.4	47.3	46.1	33.3	33.9
36	63.5	47.2	56.7	50.6	37.8	40.1
37	70.1	53.8	68.1	55.6	42.9	47.4
38	77.5	61.5	82.3	61.4	48.9	56.2
39	86.0	70.6	99.8	67.9	56.0	66.8
40	95.7	81.3	121.5	75.3	64.2	79.5

Tabla 4.2 Coeficientes de Factores de carga.

(Fuente: Coduto, 1994)



### 4.3 Modificaciones por nivel freático.

A continuación se muestra los casos de modificación de peso específico del agua por el nivel freático (Fig. 4.4).

- Case 1:  $D_w \leq D$
- Case 2:  $D < D_w < D + B$
- Case 3:  $D + B \leq D_w$

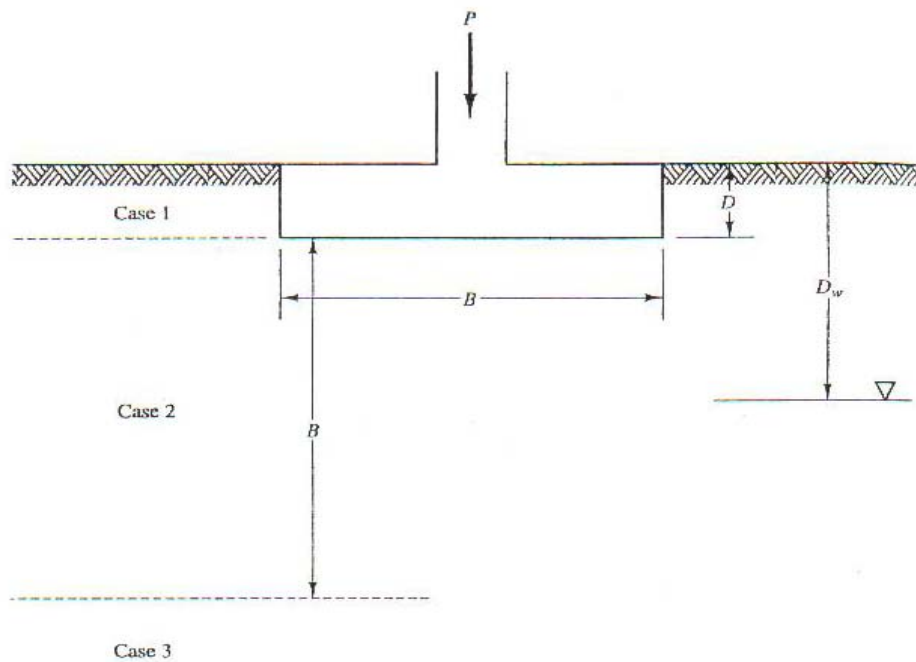


Figura 4.4 Modificaciones por nivel Freático  
 (Fuente: Coduto, 1994)

**Caso 1:**

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

**Caso 2:**

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w \left[ 1 - \left( \frac{D_w - D}{B} \right) \right]$$

**Caso 3:**

$$\gamma' = \gamma$$



#### 4.4 Capacidad de carga última neta

La capacidad de carga última se define como la presión última por área unitaria de la cimentación soportada para el suelo en exceso de la presión causada por el suelo alrededor al nivel de la cimentación. Si la diferencia entre el peso específico del concreto usado en la cimentación y el peso específico de suelo que rodea a esta se supone despreciable, entonces:

$$q_{\text{neta}(u)} = q_u - q$$

Donde:

$q_{\text{neta}(u)}$  = capacidad de carga última neta

$$q = \sigma_D = \gamma_D$$

Por tanto las ecuaciones presentadas en éste trabajo dan como resultados capacidades netas.

#### 4.5 Cimentaciones compensadas.

Una vez establecidas las características geomecánicas de un suelo, es posible mediante los métodos analíticos de la geotecnia, anticipar la estabilidad y los asentamientos bajo carga de soluciones tentativas de cimentación, de tal manera que desde el punto de vista de las cargas sea posible juzgar opciones como:



- Repartir las cargas sobre una mayor área para reducir las presiones cimiento-suelo.
- Reducir la carga aplicada mediante compensación.
- Trasladarlas a una mayor profundidad, a través de mantos débiles, hasta un estrato de cimentación más resistente, por medio de pilotes u otros elementos análogos.

La aplicación del concepto de repartición de cargas puede idealmente conducir a una solución de placa corrida de fundación, pero podrían persistir riesgos de falla por corte del suelo o asentamientos tolerables para la estructura o la función del edificio. Una vez agotadas las posibilidades de una mayor repartición de cargas, la siguiente opción es la de reducir la carga sobre el suelo mediante compensación. Esta consiste en remover permanentemente por excavación un peso de suelo equivalente a una fracción debidamente estudiada del peso total de la edificación y cimentar a una profundidad conveniente, preferiblemente por medio de una placa o infraestructura continua de cimentación, la que constituye una *cimentación compensada*, tal como se indica en la figura a continuación.(Fig. 4.5)

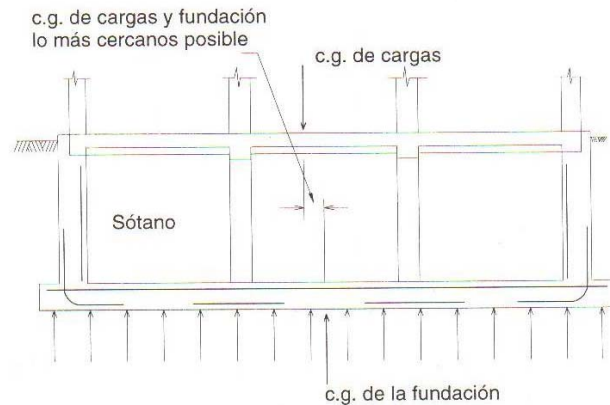


Figura 4.5 Cimentaciones Compensadas.  
(Fuente: Manuel Delgado Vargas, 2002)

Cuando el peso de la estructura es igual al peso del suelo excavado, no habrá cambio en los esfuerzos en el suelo debajo de la estructura y por consiguiente, existirá poco asentamiento. Esto a veces se le llama *flotar* el edificio, pues el peso de éste es igual al peso del suelo removido.

#### 4.5.1 Tipos de cimentación compensada.

Las cimentaciones compensadas se clasifican de la siguiente manera:

##### TIPO I:

La resistencia del suelo de cimentación es tal que no constituye un problema la falla por corte para las cargas del edificio, pero los asentamientos, en especial los diferenciales, puedan ser tan grandes que constituyan una *falla* de cimentación. En este tipo, la profundidad de





cimentación puede ser mayor que la profundidad de excavación; esto se presenta cuando existe un estrato competente de fundación que se encuentra debajo de los estratos compresible causantes del asentamiento.

### **TIPO II:**

La resistencia del suelo es tan baja que se presentarían fallas por cortante del suelo si el edificio se cimentara justo en la superficie del primer estrato portante. Si no existen capas con suficiente competencia dentro de profundidades razonables, el edificio tendrá que cimentarse por medio de una cimentación compensada, para reducir los esfuerzos a valores tolerables. La profundidad de cimentación deberá también ser suficiente para controlar los asentamientos; es decir, que la profundidad de desplante seleccionada será apropiada tanto para los esfuerzos de corte como para los asentamientos, de tal manera que ambos factores resulten tolerables para la estructura y su función.

#### **4.6 Capacidad de carga neta admisible.**

La capacidad de carga neta admisible se define como la capacidad de carga ultima neta dividido para un factor de seguridad cuyo valor oscila entre 2 y 4.



Por lo tanto la ecuación queda:

$$q_{\text{neta(adm)}} = q_{\text{neta(u)}} / FS$$

$$q_{\text{neta(adm)}} = (q_u - q) / FS$$

#### 4.7 Factor de seguridad.

El factor de seguridad hace que el diseño cumpla con la filosofía elástica de diseño y prevé los siguientes factores:

1. Variaciones naturales en la resistencia al corte y otras características del suelo de soporte.
2. Incertidumbres en la precisión o confiabilidad de los métodos teóricos o empíricos para evaluar las capacidades de carga. Las hipótesis o suposiciones e idealizadas de la teoría geotécnica se acomodan difícilmente a las complejas condiciones reales.
3. Deterioros locales menores en la capacidad portante del suelo de soporte producido por la construcción o por eventos posteriores. Una alteración significativa o daño severo en el suelo de soporte constituye una condición que puede no resultar cubierta por el factor de seguridad, en cuyo caso es necesario replantear la determinación de la presión portante.



4. Asentamiento excesivo ocasionado por la fluencia del suelo cuando la cimentación se encuentra próxima a sufrir una falla de corte.

La variabilidad de las características del suelo constituye la razón principal para adoptar un apropiado factor de seguridad. Sin embargo en general, la magnitud asignable al factor de seguridad, en cada caso depende principalmente de la confiabilidad de la información de diseño y de la exactitud con que puedan determinarse la resistencia de la estructura y las cargas actuantes. Inciden también al factor de seguridad, la precisión en los análisis, la calidad en la construcción y la probabilidad y trascendencia de una falla durante la vida útil de la estructura.

El diseño de cimentaciones involucra mas y mayores incertidumbres, por razón de la complejidad del comportamiento del suelo, la interacción suelo – estructura y las deficiencias de las condiciones del suelo de soporte, el factor de seguridad en cada caso particular debe considerar la evaluación de las incertidumbres y aproximaciones mencionadas, para llegar a una magnitud razonable sin perder de vista algunos de los siguientes aspectos:



1. Magnitud de los posibles daños, pérdidas de vidas y propiedad, y consecuencias económicas legales.
2. Costos relativos de un incremento, en el factor de seguridad.
3. Incidencia en el cambio del factor de seguridad en la variación de la probabilidad de falla.
4. Confiabilidad de la información del suelo.
5. Tolerancias constructivas.
6. Cambios de las propiedades del suelo producidos por operaciones constructivas.
7. Hipótesis y limitaciones involucradas en el desarrollo de los métodos de análisis y diseño.

El cálculo de la capacidad de carga admisible total en cimentaciones superficiales requiere la aplicación de un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga total última, o:

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{F.S.}$$

Para el asumir el factor de seguridad se debe tener:

- ◆ Conocimiento de las características geológicas.
- ◆ Conocimiento de las características de la estructura.
- ◆ Tamaño.
- ◆ Importancia.



Se puede utilizar un factor de seguridad igual a 2 en el caso de que se cumpla los 3 parámetros enumerados a continuación:

1. Geología homogénea.
2. Importancia baja.
3. Estructura tolerante a asentamientos diferenciales.

A continuación se presenta el valor de Factor de Seguridad para las diferentes estructuras (Tabla 4.3):



CATEGORIAS	ESTRUCTURAS TÍPICAS	CARACTERÍSTICAS	F.S	
			EXPLORACION COMPLETA	EXPLORACION LIMITADA
A	Puentes, Ferrocarril, Bodegas, Hidráulicos, Muros de Retención, Silos.	Carga de diseño máxima es muy posible, consecuencias de falla son desastrosas	3.0	4.0
B	Puentes de vías, edificios industriales y públicos ligeros.	Carga de diseño máxima ocurrirá ocasionalmente, consecuencias de falla son serias.	2.5	3.5
C	Departamentos y edificios de oficina	Carga máxima de diseño es muy improbable que ocurra	2.0	3.0

Tabla 4.3 factor de seguridad para las diferentes estructuras.

(Fuente: Coduto, 1994)

Nota: Estructuras temporales.

75%

F.S.



## Estructuras muy altas o cuando el fallo

Es progresivo se mayor. 20 –

50% F.S.

Normalmente se acepta un intervalo del factor de seguridad entre 2 y 3 para determinar la capacidad portante admisible de las cimentaciones superficiales sin embargo es posible consultar muchos criterios particulares sobre valores aconsejables, en función de la naturaleza de las cargas, la variabilidad del suelo y los riesgos involucrados. Se describirán algunos de los más simples:

- ♦ Para construcciones temporales en la que la falla pudiera ser inconveniente pero no desastrosa será aceptable un F.S de 1.5.
- ♦ Para la mayoría de los casos de proyectos estructurales, donde los datos de suelo y de las cargas son razonables exactos, se puede emplear un F.S. de 2.5, para la carga permanente y toda la carga accidental.
- ♦ Si gran parte de la carga accidental no suele aplicarse, se permite un F.S. de 2.
- ♦ Cuando las condiciones son dudosas un F.S. de 4 es una garantía.



#### 4.8 Ejemplo de cálculo:

A continuación se presenta un ejemplo de aplicación en el cual se obtienen los esfuerzos admisibles; utilizando la teoría de *Karl Terzaghi*; y de *Brinch Hansen*, realizando las correcciones por nivel freático y utilizando asentamientos permisibles; suponiendo:

- a) Zapata Cuadrada.
- b) Zapata Circular.
- c) NF. a 1.5m del suelo.
- d) NF. a 3.0m del suelo.

<b>Determinación de la Capacidad Última y Capacidad Admisible</b>		
<b>Mediante el Método de Terzaghi</b>		
<b>Características del Suelo</b>		





Peso Específico Saturado	2050	Kg/m <sup>3</sup>
Cohesión	0	Kg/m <sup>2</sup>
Ángulo de Fricción	35	°
<b>Características de la Zapata</b>		
Tipo	Cuadrada	
Ancho	2	m
Profundidad de Cimentación	1.5	m
Excentricidad	0.2	m
Ancho Efectivo	1.6	m
Factor de Seguridad	3	

## 1. Determinación de la Capacidad Última

### CASO I

$$q'u = 1.3c Nc + \sigma'_D (Nq - 1) + 0.4 \gamma B N \gamma$$

$$Nq = \frac{a_\theta^2}{2 \cos(45 + \phi/2)}$$

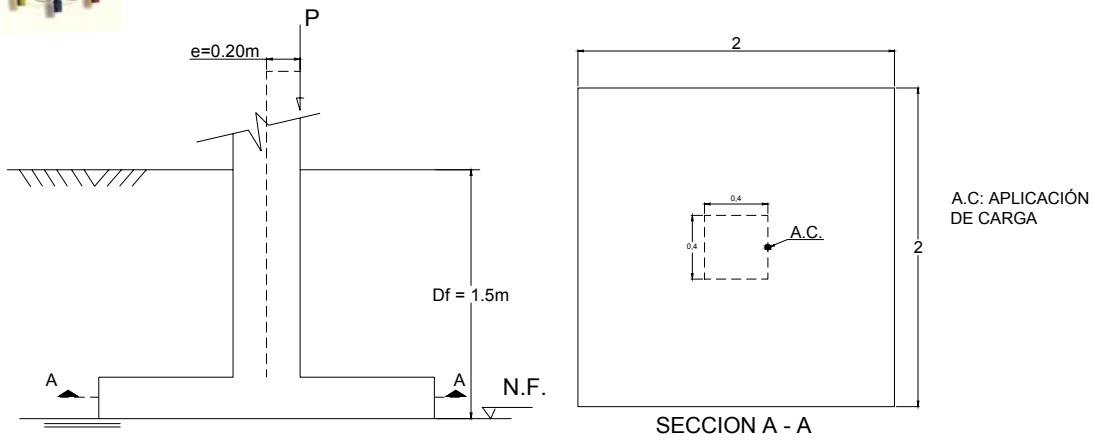


$$a_{\theta} = e^{\pi(0.75-\phi/360)\text{tg}\phi}$$

$$N_c = \frac{Nq - 1}{\text{tg}\phi}$$

$$N_{\gamma} = \frac{2(Nq + 1)\text{tg}\phi}{1 + 0.4\text{Sen}(4\phi)}$$

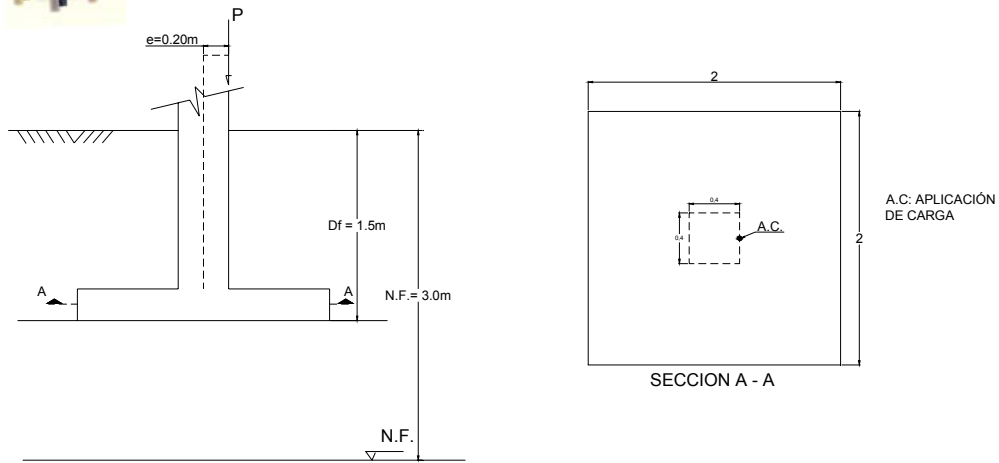
a <sub>θ</sub>	4.204	
N <sub>q</sub>	41.440	
N <sub>c</sub>	57.754	
N <sub>γ</sub>	47.277	
Esfuerzo Efectivo	3075	Kg/m <sup>2</sup>
Capacidad Última	186380.2	Kg/m <sup>2</sup>
Capacidad Admisible	62126.7	Kg/m <sup>2</sup>



<b>Nivel Freático a 1.5m</b>		
Modificación por N.F al Peso Específico Saturado		

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

$\gamma'$	1050	Kg/m <sup>3</sup>
Capacidad Última	156122.6	Kg/m <sup>2</sup>
Capacidad Admisible	52040.9	Kg/m <sup>2</sup>



<b>Nivel Freático a 3m</b>	
<b>Modificación por N.F al Peso Específico Saturado</b>	

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \left[ 1 - \left( \frac{D_w - D_f}{B} \right) \right]$$

$\gamma'$	1800	Kg/m <sup>3</sup>
Capacidad Última	178815.8	Kg/m <sup>2</sup>
Capacidad Admisible	59605.3	Kg/m <sup>2</sup>

<b>Determinación de la Capacidad Última y Capacidad Admisible</b>		
<b>Mediante el Método de Terzagui</b>		



<b>Características del Suelo</b>		
Peso Específico Saturado	2050	Kg/m <sup>3</sup>
Cohesión	0	Kg/m <sup>2</sup>
Ángulo de Fricción	35	°
<b>Características de la Zapata</b>		
Tipo	Circular	
Diámetro	2	m
Profundidad de Cimentación	1.5	m
Excentricidad	0.2	m
Ancho Efectivo	1.6	m
Factor de Seguridad	3	

## 1. Determinación de la Capacidad

Última

### CASO I

$$q'u = 1.3 c Nc + \sigma_D'(Nq - 1) + 0.3 \gamma BN \gamma$$

$$Nq = \frac{a_\theta^2}{2 \cos(45 + \phi/2)}$$

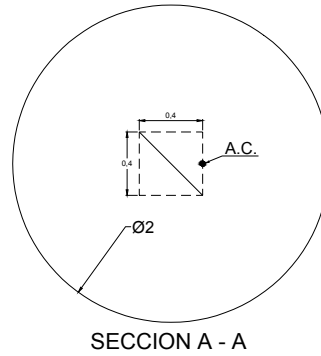
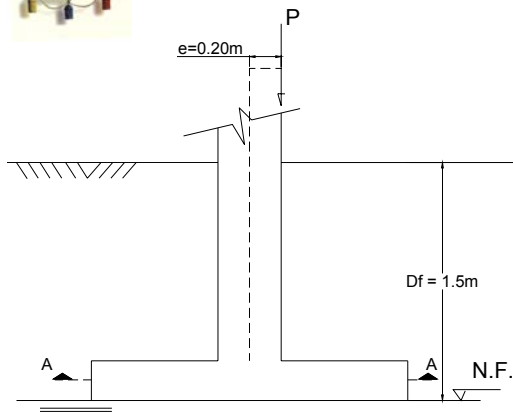


$$a_{\theta} = e^{\pi(0.75-\phi/360)tg\phi}$$

$$N_c = \frac{Nq - 1}{tg\phi}$$

$$N_{\gamma} = \frac{2(Nq + 1)tg\phi}{1 + 0.4Sen(4\phi)}$$

a <sub>θ</sub>	4.204	
N <sub>q</sub>	41.440	
N <sub>c</sub>	57.754	
N <sub>γ</sub>	47.277	
Esfuerzo Efectivo	3075	Kg/m <sup>2</sup>
Capacidad Última	170873.2	Kg/m <sup>2</sup>
Capacidad Admisible	56957.7	Kg/m <sup>2</sup>

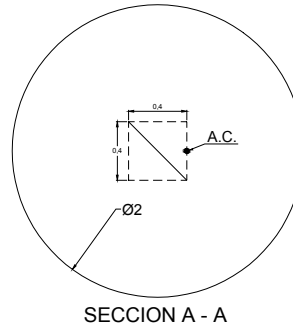
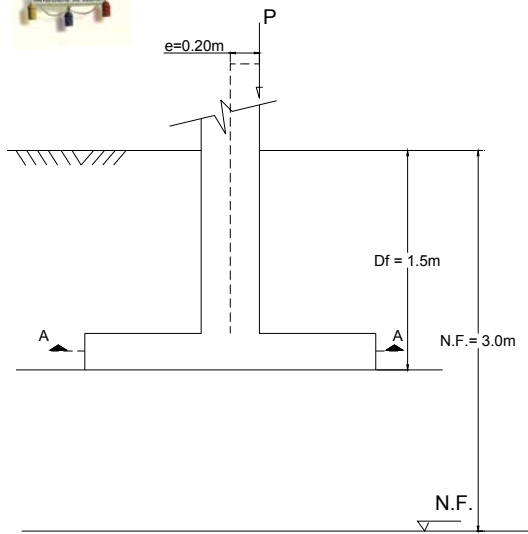


A.C: APLICACIÓN  
 DE CARGA

<b>Nivel Freático a 1.5m</b>
<b>Modificación por N.F al Peso Específico Saturado</b>

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

$\square'$	1050	Kg/m <sup>3</sup>
Capacidad Última	148180.0	Kg/m <sup>2</sup>
Capacidad Admisible	49393.3	Kg/m <sup>2</sup>



A.C: APLICACIÓN DE CARGA

<b>Nivel Freático a 3m</b>
<b>Modificación por N.F al Peso Específico Saturado</b>

$$\gamma' = \gamma_{SAT} - \gamma_w \left[ 1 - \left( \frac{D_w - D_f}{B} \right) \right]$$

$\gamma'$	300	Kg/m <sup>3</sup>
Capacidad Última	165199.9	Kg/m <sup>2</sup>
Capacidad Admisible	55066.6	Kg/m <sup>2</sup>





## CAPITULO 5

### CAPACIDAD POR ASENTAMIENTOS

#### 5. Capacidad por asentamientos en las cimentaciones superficiales.

##### 5.1 Tipos de asentamientos de cimentaciones.

El asentamiento de una cimentación consta de un asentamiento *inmediato* (o elástico),  $\delta_e$ , y un asentamiento por consolidación,  $\delta_c$ .

Es importante señalar que, por lo menos una cimentación se considera completamente flexible o totalmente rígida, una cimentación uniformemente cargada, perfectamente flexible descansando sobre un material elástico como arcilla saturada, tendrá un perfil de distribución de esfuerzos (Fig.5.1), debido al asentamiento elástico. Sin embargo, si la cimentación es rígida y está descansando sobre un material elástico como arcilla, sufrirá un asentamiento uniforme y la presión de contacto se redistribuirá (Fig. 5.2).

##### 5.1.1 Asentamiento inmediato.

En (Fig. 5.3) muestra una cimentación superficial sometida a una fuerza neta por área unitaria igual a  $q_0$ , sean



la relación de Poisson y el módulo de elasticidad del suelo soportante,  $\mu_s$  y  $E_s$ , respectivamente. Teóricamente, si  $D_f = 0, H = \infty$ , y la cimentación es perfectamente flexible el asentamiento se expresa como:

$$\delta_E = \frac{Bq_o}{E_s} (1 - \mu_s^2) \frac{\alpha}{2} \quad (\text{esquina de la cimentación flexible})$$

$$\delta_S = \frac{Bq_o}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha \quad (\text{centro de la cimentación flexible})$$

Donde:

$$\alpha = \frac{1}{\pi} \left[ \ln \left( \frac{\sqrt{1+m^2} + m}{\sqrt{1+m^2} - m} \right) \right] + m \cdot \ln \left( \frac{\sqrt{1+m^2} + m}{\sqrt{1+m^2} - m} \right)$$

$$m = L/B$$

$B \rightarrow$  ancho de la cimentación.

$L \rightarrow$  longitud de la cimentación.

Los valores de  $\alpha$  para varias razones longitud a ancho  $L/B$  se muestra en la (Fig. 5.4) El asentamiento inmediato promedio para una cimentación flexible también se expresa como:

$$\delta_E = \frac{Bq_o}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha_{av} \quad (\text{promedio para una cimentación flexible})$$

En (Fig. 5.4) se muestra también los valores de  $\alpha_{prom}$  para varias razones  $L/B$  de la cimentación.



Sin embargo si la cimentación mostrada en la Fig. 5.1 es rígida, el asentamiento inmediato será diferente y se expresa como:

$$\delta_s = \frac{Bq_o}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha_r \quad (\text{cimentación rígida})$$

*Distribución de carga*

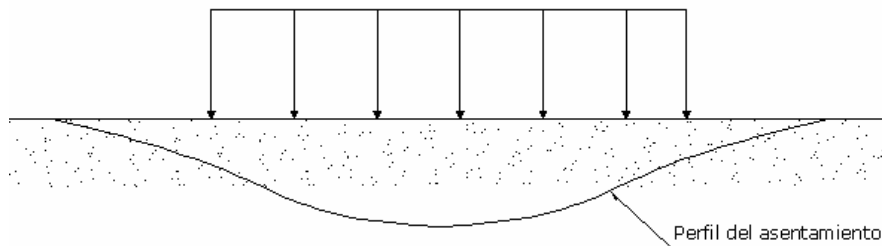


Figura 5.1 Cimentación Flexible  
(Fuente: Autores)

*Distribución de Carga*

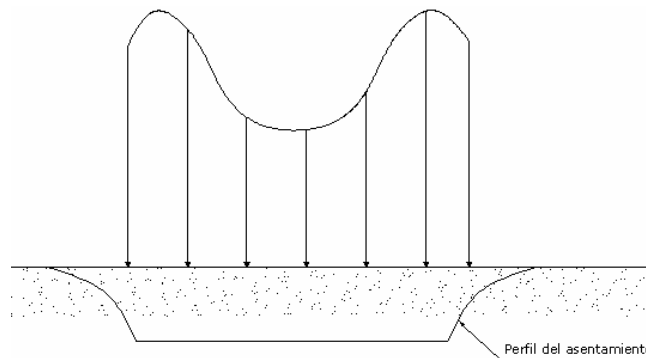


Figura 5.2 Cimentación Rígida  
(Fuente: Autores)

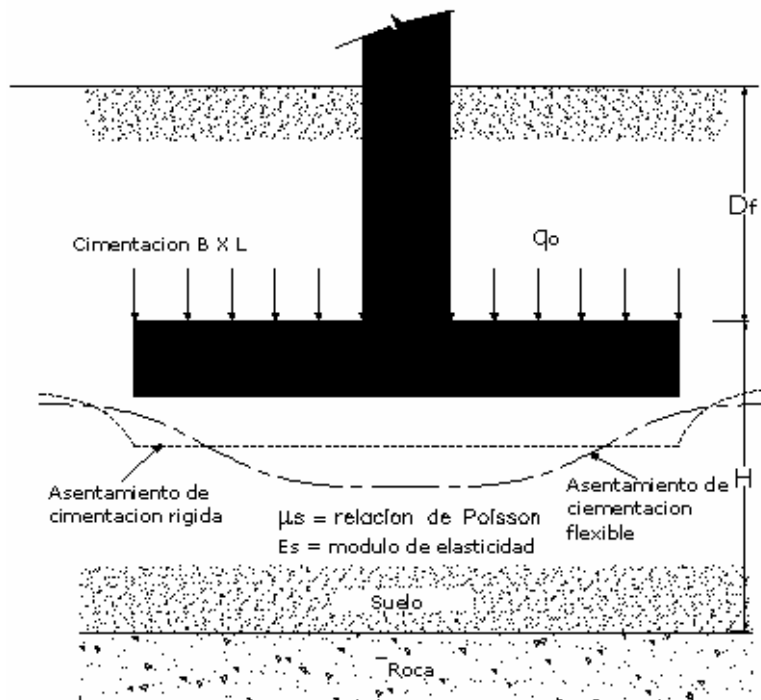


Figura 5.3 Cimentación superficial sometida a una fuerza neta por área unitaria  $q_0$   
 (Fuente: Autores)

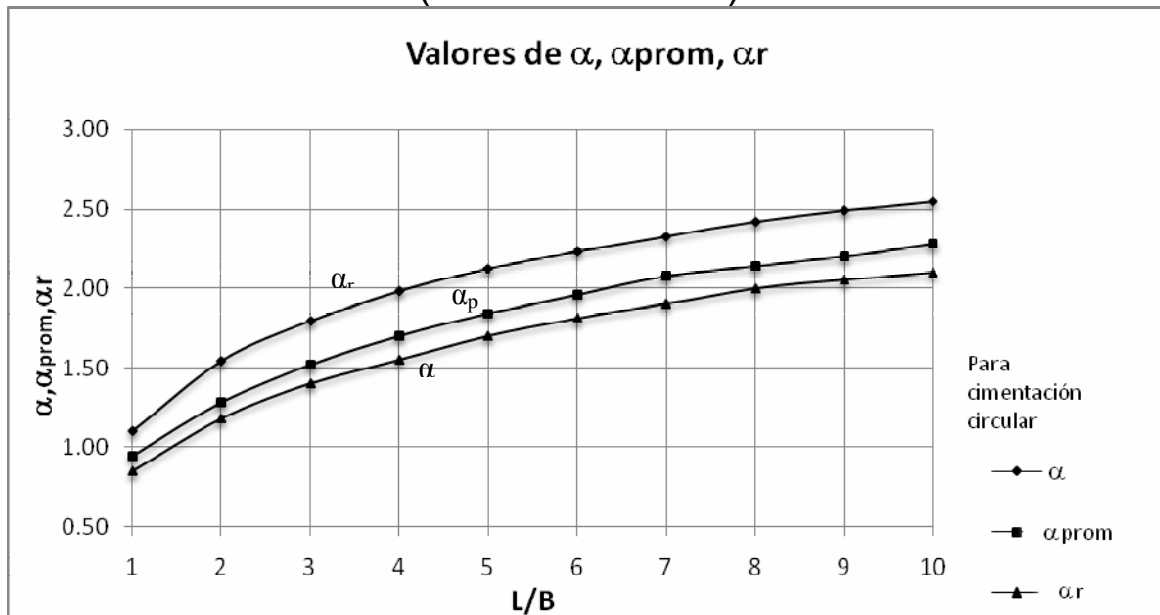


Figura 5.4 los valores de  $\alpha_{prom}$  para varias razones  $L/B$  de la cimentación.

(Fuente: Autores)



**Fórmulas y Datos tabulados de  $\alpha$ ,  $\alpha_{prom}$ ,  $\alpha_r$  (Tabla 5.1):**

$$\alpha = 0.002 \left(\frac{L}{B}\right)^3 - 0.060 \left(\frac{L}{B}\right)^2 + 0.534 \left(\frac{L}{B}\right) + 0.65$$

$$\alpha_{prom} = 0.001 \left(\frac{L}{B}\right)^3 - 0.040 \left(\frac{L}{B}\right)^2 + 0.419 \left(\frac{L}{B}\right) + 0.578$$

$$\alpha_r = 0.001 \left(\frac{L}{B}\right)^3 - 0.036 \left(\frac{L}{B}\right)^2 + 0.387 \left(\frac{L}{B}\right) + 0.515$$

L/B	$\alpha$	$\alpha_{prom}$	$\alpha_r$
1	1.10	0.95	0.85
2	1.54	1.28	1.18
3	1.79	1.52	1.40
4	1.98	1.70	1.55
5	2.12	1.84	1.70
6	2.23	1.96	1.81
7	2.33	2.08	1.90
8	2.42	2.14	2.00
9	2.49	2.20	2.05
10	2.55	2.28	2.10

Tabla 5.1 Datos tabulados de  $\alpha$ ,  $\alpha_{prom}$ ,  $\alpha_r$   
 (Fuente: Autores)

**5.1.1.1 Asentamiento inmediato de cimentaciones sobre arcillas saturadas.**

Janbu y otros propusieron una ecuación para evaluar el asentamiento promedio de cimentaciones flexibles sobre suelos de arcilla saturada (relación de Poisson,  $\mu_s = 0.5$ ).

Para la notación usada en la en (Fig. 5.5) la ecuación es la siguiente:

$$\delta_E = A_1 \cdot A_2 \frac{q_c B}{E_s}$$



Donde:

A1 es una función de H/B y L/B, y A2 es una función de Df/B

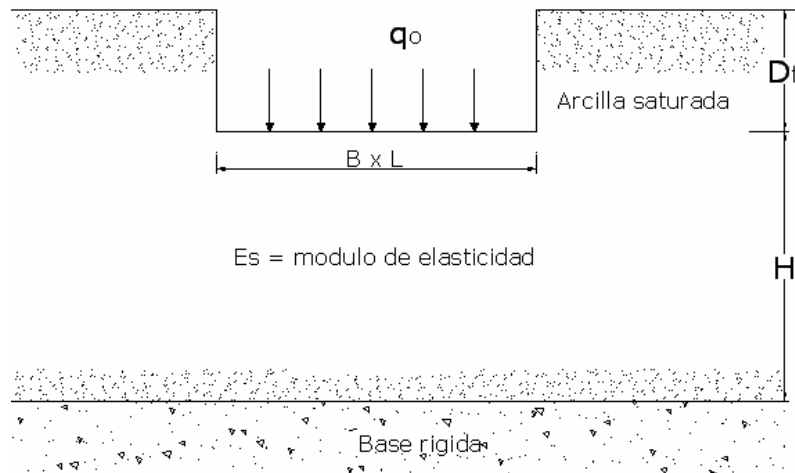


Figura 5.5 Asentamiento inmediato sobre arcillas saturadas.  
 (Fuente: Autores)

Chistian y Carrier (1978) modificaron los valores de A1, A2 que se dan en las siguientes tablas (Tabla 5.2 y Tabla 5.3):

		A1				
		L/B				
H/B	Circulo	1	2	3	4	5
1	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36
2	0.47	0.53	0.63	0.64	0.64	0.64
4	0.58	0.63	0.82	0.94	0.94	0.94
6	0.61	0.67	0.88	1.08	1.14	1.16
8	0.62	0.68	0.9	1.13	1.22	1.26
10	0.63	0.7	0.92	1.18	1.3	1.42
20	0.64	0.71	0.93	1.26	1.47	1.74
30	0.66	0.73	0.95	1.29	1.54	1.84

Tabla 5.2 Datos tabulados de A1, para la relación  
 profundidad/ancho y L/B



(Fuente: Das, 2001)

Variación de A2 con Df/B

<b>Df/B</b>	<b>A2</b>
<b>0</b>	1.000
<b>2</b>	0.900
<b>4</b>	0.880
<b>6</b>	0.875
<b>8</b>	0.870
<b>10</b>	0.865
<b>12</b>	0.863
<b>14</b>	0.860
<b>16</b>	0.856
<b>18</b>	0.854
<b>20</b>	0.850

Tabla 5.3 Datos tabulados de A1, para la relación profundidad de cimentación/ancho.

(Fuente: Das, 2001)

**Rango de los parámetros del material para calcular el asentamiento inmediato (Tabla 5.4)**

<b>Tipo de Suelo</b>	<b>Modulo de Elasticidad, Es(MPa)</b>	<b>Relación de Poisson, <math>\nu_s</math></b>
<b>Arena suelta</b>	10.35 - 24.15	0.20 - 0.40
<b>Arena Media - Densa</b>	17.25 - 27.60	0.25 - 0.40
<b>Arena Densa</b>	34.50 - 55.20	0.30 - 0.45



<b>Arena limosa</b>	10.35 - 17.25	0.20 - 0.40
<b>Arena y Grava</b>	69 - 172.5	0.15 - 0.35
<b>Arcilla Blanda</b>	4.10 - 20.70	0.20 - 0.50
<b>Arcilla Media</b>	20.70 - 41.40	0.20 - 0.50
<b>Arcilla Dura</b>	41.40 - 96.60	0.20 - 0.50

Tabla 5.4 Parámetros del material modulo de Elasticidad de Young, y Poisson.  
 (Fuente: Das,2001)

$$E(KPa) = 766N$$

$$E = 2qc$$

$$E = 2.5qc \rightarrow \text{cimentaciones cuadradas o circulares}$$

$$E = 3.5qc \rightarrow \text{cimentaciones corridas.}$$

$qc \rightarrow$  Resistencia de la punta del cono del método CPT capítulo 2

**Arcilla normalmente consolidadas**  
**sobreconsolidadas**

**Arcillas**

$$E = 250c - 500c$$

$$E = 750c - 1000c$$

En prueba de compresión simple:

$$C = qu/2$$

## 5.2 Presión admisible de carga en arena basada en consideraciones de asentamiento

Meyerhof (1956) propuso una correlación para la presión de carga admisible neta para cimentaciones con la resistencia





por penetración estándar corregida,  $N_{cor}$ . La presión admisible neta se define como:

$$q_{adm(neta)} = q_{adm} - \gamma D_f$$

Para 25mm de asentamiento máximo estimado:

$$q_{adm(neta)} (KN/m^2) = 11.98 N_{cor} \quad \rightarrow \quad \text{Para } B \leq 1.22 \text{ m}$$

$$q_{adm(neta)} (KN/m^2) = 7.99 N_{cor} \left( \frac{3.28B + 1}{3.28B} \right)^2 \quad \rightarrow \quad \text{Para } B > 1.22 \text{ m}$$

Donde:

$N_{cor}$  = número de penetración estándar (SPT) corregida como se indicó en el capítulo 2

Desde que Meyerhof propuso su original correlación, investigadores han observado que sus resultados son algo conservadores luego en 1965 Meyerhof sugirió que la presión de carga admisible neta debería incrementarse aprox. el 50%. Bowles (1977) propuso la siguiente forma modificada de las ecuaciones de la presión de carga:

$$q_{adm(neta)} (KN/m^2) = 19.16 N_{cor} F_d \left( \frac{\delta_E}{25} \right) \quad \rightarrow \quad \text{Para } B \leq 1.22 \text{ m}$$

$$q_{adm(neta)} (KN/m^2) = 11.98 N_{cor} \left( \frac{3.28B + 1}{3.28B} \right)^2 F_d \left( \frac{\delta_E}{25} \right) \quad \rightarrow \quad \text{Para } B > 1.22 \text{ m}$$

Donde:

$$F_d = \text{factor de profundidad} = 1 + 0.33 \left( \frac{D_f}{B} \right) \leq 1.33$$

$\delta_E$  = asentamiento tolerable.



El valor de diseño de  $N_{cor}$  debería determinarse tomando en cuenta los valores  $N_{cor}$  para una profundidad de  $2B$  a  $3B$ , medida desde el fondo de la cimentación.

Meyerhof (1956) también preparo relaciones empiricas para la capacidad de carga admisible neta de cimentaciones con base en la resistencia a la penetración de cono  $q_c$ :

$$q_{adm(neta)} = \frac{q_c}{15} \quad \rightarrow \quad \text{Para } B \leq 1.22 \text{ m y un asentamiento de } 25\text{mm}$$
$$q_{adm(neta)} = \frac{q_c}{15} \left( \frac{3.28B + 1}{3.28B} \right)^2 \quad \rightarrow \quad \text{Para } B > 1.22 \text{ m y un asentamiento de } 25\text{mm}$$

$B$  en metros y  $q_{adm(neta)}$  en  $\text{kN/m}^2$  para un rango de  $19\text{mm} \leq \delta \leq 25\text{mm}$

### Asentamientos tolerables en edificios

El análisis por asentamiento es una parte importante del diseño y construcción de cimentaciones. Grandes asentamientos de varios elementos de una estructura conducen a daños considerables y/o pueden interferir con el funcionamiento apropiado de la estructura. Se han hecho estudios limitados para evaluar las condiciones para asentamientos tolerables de varios tipos de estructuras; a continuación se presenta un resumen de los estudios más importantes realizados.

Las figuras a continuación (Fig.5.6 y Fig. 5.7) de los parámetros para la definición de un asentamiento tolerable.

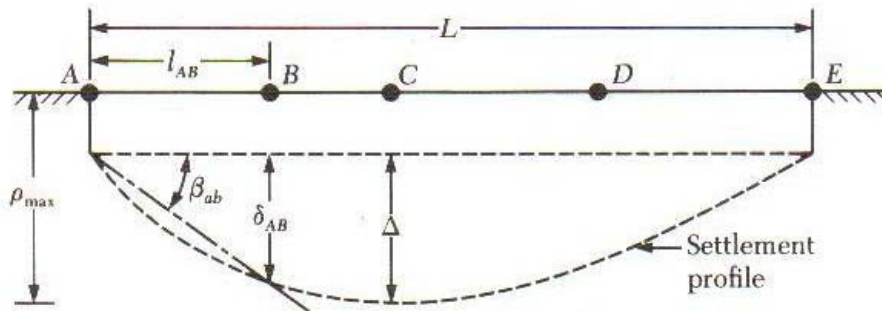


Figura 5.6. Estructura con asentamiento sin inclinación  
 Fuente: (Das, 2001)

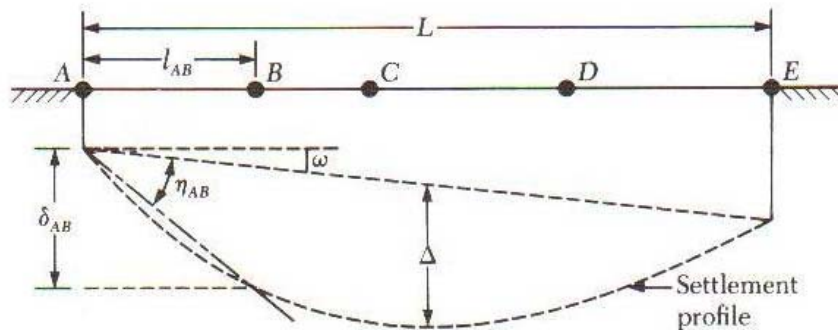


Figura 5.7. Estructura con asentamiento con inclinación  
 Fuente: (Das, 2001)

Los parámetros son:

$\rho_i$  = desplazamiento vertical total en el punto  $i$ .

$\delta_{ij}$  = asentamiento diferencial entre los puntos  $i$  y  $j$ .

$\Delta$  = deflexión relativa.

$\omega$  = inclinación.

$\eta_{ij} = \frac{\delta_{ij}}{l_{ij}} - \omega$  = distorsión angular.

$\frac{\Delta}{L}$  = razón de deflexión.

$L$  = dimensión lateral de la estructura.



Bjerrum (1963) proporcionó las condiciones para la distorsión angular límite,  $\eta$  para varias estructuras; a continuación se indican estos valores (Tabla 5.5).

Categoría de daño potencial	$\eta$
<b>Peligro a maquinaria sensible a asentamientos</b>	1/750
<b>Peligro a marcos con diagonales</b>	1/600
<b>Límite seguro para no tener ningún agrietamiento en edificios*</b>	1/500
<b>Primer agrietamiento de muros</b>	1/300
<b>Dificultades con grúas elevadas</b>	1/300
<b>La inclinación de edificios rígidos altos se vuelve visible</b>	1/250
<b>Considerable agrietamiento de paneles y muros de ladrillo</b>	1/150
<b>Peligro de daño estructural en edificios generales</b>	1/150
<b>Límite seguro para muros flexibles de ladrillos, L/H &gt;4</b>	1/150
<b>*Los límites seguros incluyen un factor de seguridad.</b>	

Tabla 5.5. Distorsión angular límite recomendada por Bjerrum (compilación de Wahls, 1981).



Fuente: (Das, 2001)

Polshin y Tokar (1957) presentaron los criterios de asentamiento del Código de Construcción de la U.S.S.R. de 1955, basados en observaciones de asentamientos en cimentaciones durante 25 años; en las siguientes tablas se presentan estos criterios (Tabla 5.6 y Tabla 5.7).

Tipo de estructura	Arena y arcilla dura	Arcilla plástica
(a) <sup>7</sup>		
<b>Cimentaciones de columnas de edificios civiles e industriales:</b>		
<b>Para estructuras de acero y concreto reforzado</b>	0.002	0.002
<b>Para hileras extremas de columnas con revestimiento de ladrillo</b>	0.007	0.001
<b>Para estructuras donde no surgen deformaciones auxiliares durante asentamientos no uniformes de cimentaciones</b>	0.005	0.005
<b>Inclinación de chimeneas, torres, silos, etc.</b>	0.004	0.004
<b>Vigas carriles</b>	0.003	0.003



(b) $\frac{a}{z}$		
<b>Muros simples de ladrillo:</b>		
<b>Para edificios de varios niveles y edificios civiles</b>		
<b>En <math>L/H \leq 3</math></b>	0.0003	0.000 4
<b>En <math>L/H \geq 5</math></b>	0.0005	0.000 7
<b>Para Talleres de un piso</b>	0.0010	0.001 0

Tabla 5.6 Criterios de asentamientos admisibles:  
 U.S.S.R. Building Code (compilación de Wahls, 1981).  
 Fuente: (Das, 2001)

Tipo de Edificios	Asentamiento promedio admisible (mm)
<b>Edificio con muros de ladrillos simples:</b>  $L/H \geq 2.5$ $L/H \leq 1.5$	80
	100
	150
<b>Edificio con muros de ladrillo, reforzados con concreto reforzado o ladrillo reforzado</b>	150
<b>Marcos de edificios</b>	100



<b>Cimentaciones sólidas de concreto reforzado para chimeneas, silos, torres, etc.</b>	<b>300</b>
--	------------

Tabla 5.7 Ancho de grieta y la serviciabilidad de la estructura, Asentamientos admisibles promedios promedio admisible para diferentes tipos de edificios  
 (Fuente: Wahls, 1981 )

En las siguientes tablas se indican otros criterios para rotación admisible o distorsión y agrietamiento admisible según Coduto (Tabla 5.8 y Tabla 5.9) y además se incluyen unas gráficas que relacionan las asentamientos totales con los diferenciales (Fig. 5.8 y Fig. 5.9).

Tipo de estructura	Rotación admisible
<b>Bodegas 1-2 pisos, estructura metálica paredes y techo de acero corrugado</b>	1/200
<b>Edificios de acero u hormigón armado</b>	
<b>Sin diagonales</b>	1/500
<b>Con diagonales</b>	1/600
<b>Puentes grúa</b>	1/500
<b>Maquinaria</b>	1/1500
<b>Tabiques-Mampostería no reforzada</b>	
<b>L/H ≤ 3</b>	1/2500
<b>L/H ≥ 5</b>	1/1250

Tabla 5.8. Valores de rotación admisible para diferentes tipos de estructuras.  
 Fuente: (Coduto, 1994)



SERVICIABILIDAD			
Ancho grieta (mm)	Residencial	Comercial o Público	Industrial
< 0.1	Insignificante	Insignificante	Insignificante
0.1-0.3	Muy Ligero	Muy Ligero	Insignificante
0.3-1	Ligero	Ligero	Muy Ligero
1-2	Ligero- Moderado	Ligero- Moderado	Muy Ligero
2-5	Moderado	Moderado	Ligero
5-15	Moderado- Severo	Moderado- Severo	Moderado
15-25	Severo-Muy Severo	Moderado- Severo	Moderado- Severo
>25	<b>Muy Severo- Peligroso</b>	<b>Severo- Peligroso</b>	<b>Severo- Peligroso</b>

Tabla 5.9 Valores de serviciabilidad para anchos de grieta.  
 Fuente: (Coduto, 1994)



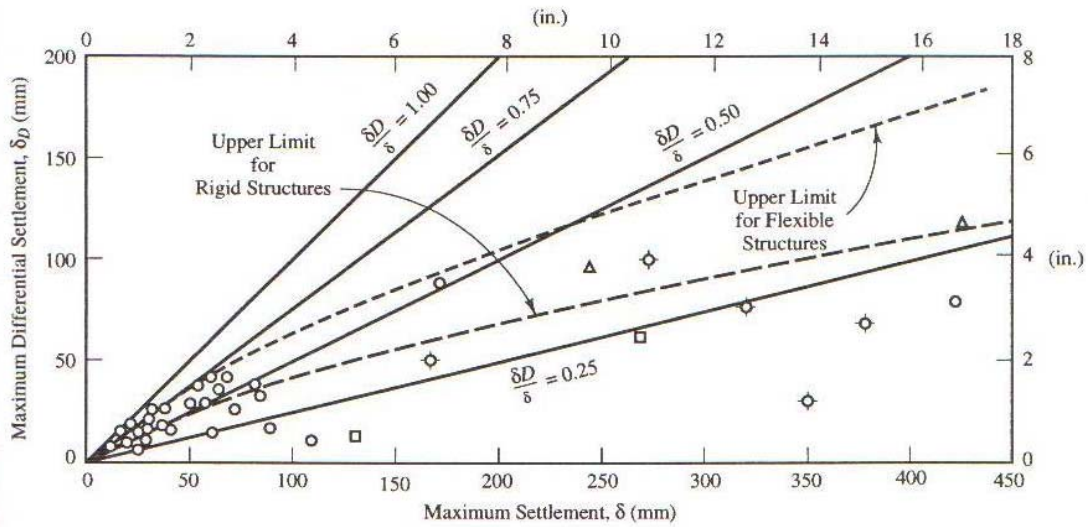


Figura 5.8. Asentamientos diferenciales totales para cimentaciones sobre arcilla  
Fuente: (Coduto, 1994)

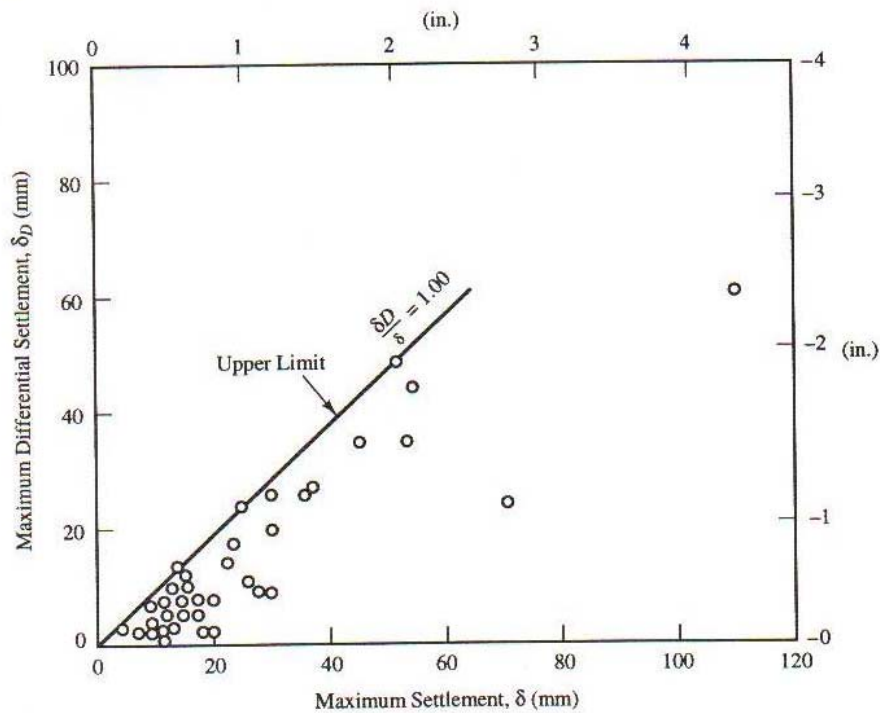


Figura 5.9. Asentamientos diferenciales totales para cimentaciones sobre arena  
Fuente: (Coduto, 1994)



## CAPITULO 6

### OBTENCION DE ESFUERZOS DE DISEÑO

#### 6 Obtención de esfuerzos de diseño.

##### 6.1 Cimentaciones cargadas excéntricamente

En varias situaciones, como en la base de un muro de retención, las cimentaciones son sometidas a momentos además de la carga vertical, como muestra la (Fig. 6.1). En tales casos, la distribución de presión por la cimentación sobre el suelo no es uniforme. La distribución de la presión nominal es para condiciones de trabajo del suelo en régimen elástico:

$$q_{\max} = \frac{Q}{B.L} + \frac{6M}{B^2L} \quad \text{Ec: 1.1}$$

$$q_{\min} = \frac{Q}{B.L} - \frac{6M}{B^2L} \quad \text{Ec: 1.2}$$

Donde:

Q = Carga vertical total

M = Momento sobre la cimentación

La (Figura 6.1b) muestra un sistema de fuerza equivalente al mostrado en la (Figura 6.1a). La distancia  $e$ , es la excentricidad, o

$$e = \frac{M}{Q} \quad \text{Ec: 1.3}$$

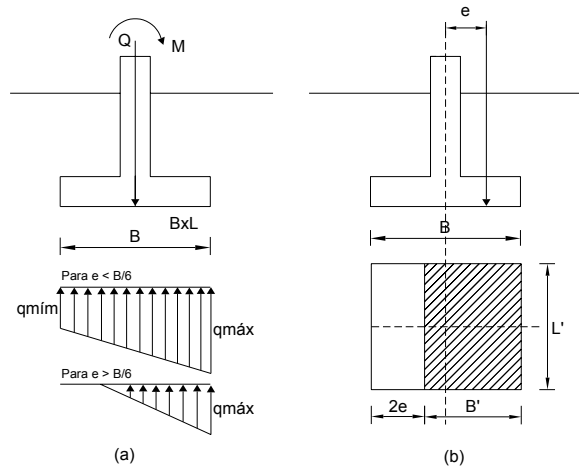


Figura 6.1 Cimentaciones cargadas excéntricamente  
 (Fuente: Autores)

Sustituyendo la ecuación 1.3 en las ecuaciones 1.1 y 1.2 tenemos que:

$$q_{\max} = \frac{Q}{B.L} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right) \quad \text{Ec: 1.4}$$

$$q_{\min} = \frac{Q}{B.L} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right) \quad \text{Ec: 1.5}$$

Note que en estas ecuaciones, cuando la excentricidad,  $e$ , toma el valor  $B/6$ ,  $q_{\min}$  es cero. Para  $e > B/6$ ,  $q_{\min}$  será negativa, lo que significa que se desarrollará una tracción, pero como el suelo no puede tomar tracciones, habrá una separación entre la cimentación y el suelo debajo de ella. La naturaleza de la distribución de presión sobre el suelo será como muestran las (Figs. 6.2-6.5). El valor de  $q_{\max}$  es entonces:

$$q_{\max} = \frac{4Q}{3L(B - 2e)} \quad \text{Ec: 1.6}$$



La distribución exacta de la presión es difícil de estimar, puesto que es función de la rigidez relativa entre el suelo y la cimentación como elemento estructural, así como de la magnitud de la carga externa que proviene de la superestructura. **(Das, 2001)**

## **6.2 Losas de cimentación.**

Las losas de cimentación surgen como solución natural en casos de suelos de muy baja resistencia, que determinan cimientos aislados que se solapan o cimientos corridos muy próximos que también se solapan. Además de esto, la losa de cimentación puede ser solución para un conjunto de columnas con cargas muy disímiles, con el evidente riesgo de asiento diferencial, aunque en este caso, debe disponerse un sistema de vigas según los ejes de las columnas que proporcione la rigidez necesaria.

En el proyecto de este tipo de cimentación como solución estructural, debe hacerse coincidir la resultante de las cargas actuantes con el centro de gravedad de su base. Además, conviene que cada columna tribute a un área de la losa que sea proporcional a la carga de la misma (columna), lo cual no siempre es factible.



El comportamiento de las losas de cimentación no se diferencia esencialmente del de una losa, por lo que exigirá el refuerzo en ambas direcciones, con la salvedad del que el mismo irá invertido como corresponde a carga ascendente. **(Musobozi, 2005).**

### **6.2.1 Tipologías de losas de cimentación.**

Las losas de cimentación pueden ser de espesor constante, con capiteles y losas rigidizadas por vigas.

**a)** Las cimentaciones mediante losas de espesor constante sobre las que se apoyan directamente los pilares, pueden emplearse para cargas y luces muy equilibradas, cuando quieran evitarse los nervios o cualquier elemento que pueda limitar la utilización de la obra, o encarecerla. Suelen resultar con espesor bastante grande, y el cálculo puede efectuarse bien por los métodos clásicos, o bien mediante el método de las líneas de rotura.

**b)** Cuando las cargas son importantes, entre la losa y el pilar pueden disponerse capiteles o pedestales de transición que mejoran el trabajo de dicha losa, tanto a flexión como a esfuerzo cortante, de forma análoga a como se procede en los cimientos aislados. El cálculo puede efectuarse bien por el



método clásico, o bien mediante el método de las líneas de rotura.

c) Por último para cargas algo desequilibradas, pueden disponerse nervios de gran rigidez que enlazan a los pilares y constituyen el apoyo de las losas de hormigón. **(Musobozi, 2005).**

### **6.3 Rigidez de las placas o losas de cimentación.**

Las losas de cimentación pueden ser rígidas o flexibles. Se considera que una losa de cimentación es rígida cuando su longitud, dividida entre su espesor, es menor o igual a cinco ( $L/h_o \leq 5$ ), en este caso, se trata del problema como un cimiento aislado.

Cuando lo anterior no se cumple, se considera la losa como flexible y si es así el problema entonces es más complicado; aquí, para calcular las deformaciones se pueden aplicar cualquiera de los siguiente métodos: (Musobozi 2005).

- Método de los parámetros de origen.
- Método que tengan en cuenta la interacción Suelo - Estructura



#### **6.4 Presiones actuantes bajo una losa de cimentación.**

La presión en el plano de contacto entre el suelo y la placa, depende de la rigidez del sistema estructural-cimentación y de la deformación y asentamiento del suelo por efecto de la carga. Si el sistema estructural es muy rígido, (Fig. 6.2 y Fig. 6.3), la presión será semejante a la que corresponde a una carga perfectamente rígida; aproximadamente uniforme, pero disminuyendo en los bordes y menor en el flexible como para que la carga total, en cualquier segmento de la losa de centro, si el suelo es elástico y compresible, como la arcilla.

Cuando las columnas tienen cargas iguales, la presión en este caso será aproximadamente uniforme, (Fig. 6.4). Si la cimentación sobre la placa es tan flexible que se deforma hacia arriba apreciablemente entre las columnas, la presión unitaria será máxima en las columnas y mínima entre ellas, tal y como se muestra en la (Fig. 6.5). La presión unitaria promedio en cada segmento de la cimentación será igual a la carga de la columna dividida por el área del segmento de cimentación correspondiente.

La mayoría de las cimentaciones sobre placa no son ni tan rígidas como se consideran en las (Fig. 6.2 y Fig. 6.3), no tan flexibles como para que la carga sea uniforme. En las



arenas profundas, la presión total está tan cerca de ser uniforme, que así se puede considerar para el proyecto de la cimentación. En los suelos elásticos, la distribución de la presión en la cimentación sobre la placa es estáticamente indeterminada y debe ser compatible con las características de esfuerzo-deformación, tanto de la masa de suelo como de la estructura. Esto se puede analizar de dos maneras: por aproximaciones sucesivas o representando el suelo por un simple modelo matemático que pueda resolverse directamente. **(Musobozi 2005).**

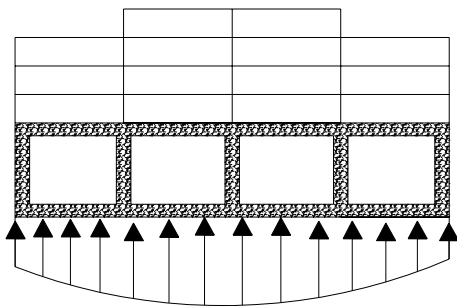


Figura 6.2 Cimentación sobre placa rígida en un suelo cohesivo

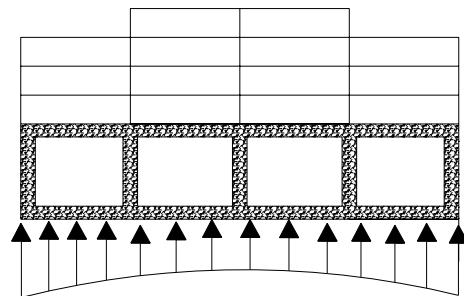


Figura 6.3 Cimentación sobre placa rígida en un suelo elástico o compresible profundo



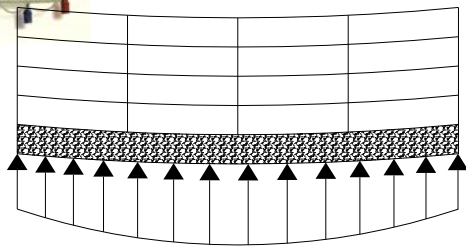


Figura 6.4 Cimentación sobre placa flexible con carga uniforme en un suelo elástico compresible profundo

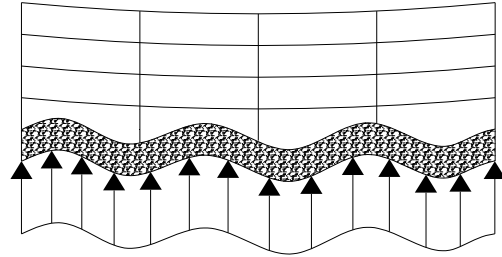


Figura 6.5 Cimentación muy flexible uniformemente cargada en un suelo elástico compresible profundo

(Fuente: Autores)

## 6.5 Diseño estructural de losas de cimentación.

El diseño estructural de una losa de cimentación se efectúa fundamentalmente por dos métodos: el método rígido convencional y el método flexible aproximado. Existen otros métodos como el de franjas que asume que la losa en cuestión es rígida a igual que el método rígido convencional y los métodos de diferencias finitas y de elementos finitos. En el presente trabajo se explicará la metodología de diseño estructural de los dos primeros métodos mencionados anteriormente.

### 6.5.1 Método rígido convencional.

El método rígido convencional trabaja con más exactitud cuando la losa de cimentación es rígida, permitiendo así que este elemento trabaje como un todo en cuanto a las deformaciones del mismo. Este método da resultados que se



acercan a la realidad cuando no hay mucha variación en los valores de carga aplicados, con lo cual, el centro de gravedad geométrico de la losa de cimentación casi coincide con el centro de gravedad de la resultante de la carga. **(Das, B. 2001).**

### 6.5.1.1 Metodología de Diseño

A continuación se presenta una explicación del método con una losa de lados L y B, con cargas de columna  $Q_1, Q_2, Q_3 \dots Q_n$ . (Figura 6.6).

1.- Se calcula la carga total de columnas como:

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n \quad \text{Ec: 2.1}$$

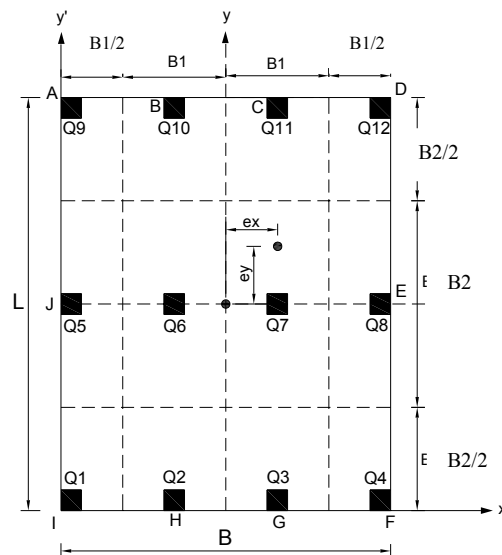


Figura 6.6 diseño rígido convencional de una losa de cimentación.

(Fuente: Autores)



2.- Se determina la presión  $q$  sobre el suelo, debajo de los puntos A, B, C, D,.....de la losa, usando la ecuación 2.2

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_y x}{I_y} \pm \frac{M_x y}{I_x} \quad \text{Ec: 2.2}$$

Donde:

$$A = BL$$

$$I_x = (1/12)BL^3 = \text{Momento de inercia respecto al eje } x$$

$$I_y = (1/12)LB^3 = \text{Momento de inercia respecto al eje } y$$

$$M_x = \text{Momento de las cargas de la columnas respecto al eje } x \\ = Qe_y$$

$$M_y = \text{Momento de las cargas de la columnas respecto al eje } y \\ = Qe_x$$

Las excentricidades de las cargas,  $e_x$  y  $e_y$ , en las direcciones  $x$  y  $y$ , se determinan usando coordenadas  $(x', y')$ :

$$x' = \frac{Q_1 x_1' + Q_2 x_2' + Q_3 x_3' + \dots + Q_n x_n'}{Q} \quad \text{Ec: 2.3}$$

$$e_x = x' - \frac{B}{2} \quad \text{Ec: 2.4}$$

Similarmente

$$y' = \frac{Q_1 y_1' + Q_2 y_2' + Q_3 y_3' + \dots + Q_n y_n'}{Q} \quad \text{Ec: 2.5}$$

$$e_y = y' - \frac{L}{2} \quad \text{Ec: 2.6}$$

3.- Luego se compara los valores de las presiones del suelo determinadas en el paso 2 con la presión neta admisible del suelo para determinar si



$$q \leq q_{adm(neta)}$$

Ec: 2.7

4.- Posteriormente se divide la losa en varias franjas en las direcciones x y y (Fig.6.6) Haciendo el ancho de cualquier franja igual a  $B_1$ .

5.- A continuación se procede a dibujar los diagramas de fuerza cortante V, y momento flexionante, para cada franja individual (en las direcciones x y y), como un ejemplo la presión promedio del suelo en la franja comprendida por las columnas Q1, Q2, Q3 y Q4 en la dirección x de la (Fig. 6.6) es

$$q_{prom} = \frac{q_I + q_F}{2}$$

Ec: 2.8

Donde:

$q_I$  y  $q_F$  = Presiones del suelo en los puntos I y F determinadas en el paso 2

La reacción total del suelo es igual a  $q_{prom}B_2B$ . Ahora se obtiene la carga total en la columna sobre la franja igual a  $Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4$ . La suma de las cargas de columna sobre la franja no será igual a  $q_{prom}B_1B$  porque la fuerza cortante entre las franjas adyacentes no se ha tomado en cuenta. Por esta razón la reacción del suelo y las cargas de la columna necesitan ser ajustadas.

$$Carga\ promedio = \frac{q_{prom}B_1B + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)}{2}$$

Ec: 2.9



Ahora, la reacción del suelo promedio modificada es

$$q_{\text{prom(modificada)}} = q_{\text{prom}} \left( \frac{\text{carga promedio}}{q_{\text{prom}} B_2 B} \right) \quad \text{Ec: 2.10}$$

y el factor por modificación de la carga de columna es

$$F = \frac{\text{carga promedio}}{Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4} \quad \text{Ec: 2.11}$$

Las cargas de columna modificadas son entonces  $FQ_1$ ,  $FQ_2$ ,  $FQ_3$ ,  $FQ_4$ . Esta carga modificada sobre la franja se muestra en la Fig. 6.7. Se presentan los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante para esta franja. Este procedimiento se repite para todas las franjas en las direcciones x y y.

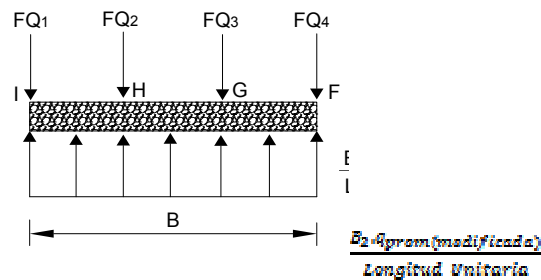


Figura 6.7 Cargas de columnas modificadas

(Fuente: Autores)

**6.-** A continuación se determina la profundidad efectiva  $d$  de la losa revisando el cortante por tracción diagonal cerca de varias columnas. De acuerdo con el Código 318 - 05 del ACI (Sección 11.12.2.1c), para la sección crítica.

$$U = b_o d \left[ \phi (0.34) \sqrt{f_c'} \right] \quad \text{Ec: 2.12}$$



Donde:

$U$  = Carga factorizada de la columna (MN), o (carga de la columna) x (factor de carga)

$\phi$  = Factor de reducción 0.85

$f'_c$  = Resistencia a compresión del concreto a los 28 días (MN/m<sup>2</sup>)

El resto de términos como  $bo$  y  $d$  están en metros. La expresión para  $bo$  en términos de  $d$ , que depende de la posición de la columna con respecto a la planta de la losa, se obtendrá de acuerdo con los siguientes gráficos. (Fig. 6.8)

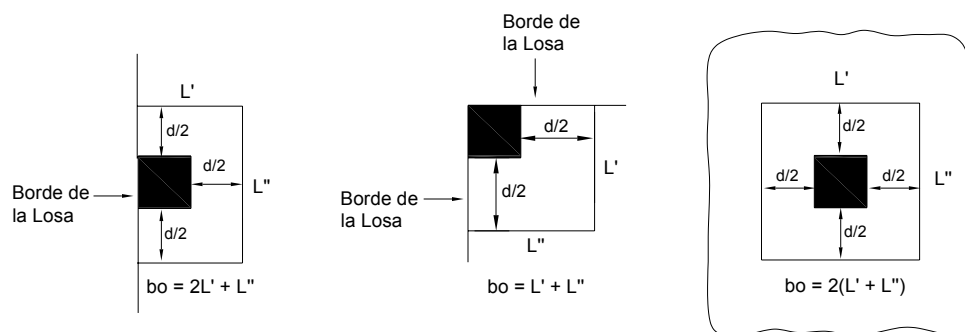


Figura 6.8 Determinación de  $bo$  en función de  $d$ .

(Fuente: Autores)

7.- Luego de los diagramas de momento de todas las franjas en una dirección (x o y), obtenga los momentos máximos positivos y negativos por ancho unitario (es decir,  $M' = M/B1$ ).



8.- Y por último se calcula las áreas de acero por ancho unitario para refuerzo positivo y negativo en las direcciones x y y empleando las siguientes ecuaciones.

$$Mu = (M^1)(\text{factor de carga}) = \phi \cdot As \cdot fy \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Ec: 2.13}$$

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot fc' \cdot b} \quad \text{Ec: 2.14}$$

Donde:

As = Área de acero por ancho unitario

fy = Esfuerzo de fluencia del refuerzo en tensión

Mu = Momento factorizado

$\phi = 0.9$  = Factor de reducción.

### 6.5.2 Método flexible aproximado.

En el método rígido convencional de diseño, la losa se supone infinitamente rígida. Además, la presión del suelo se distribuye uniformemente y el centroide de la presión del suelo coincide con la línea de acción de las cargas resultantes de las columnas (Fig. 6.9).

En el método flexible aproximado de diseño, el suelo se supone equivalente a un número infinito de resortes elásticos (modelo de Winkler), (Fig. 6.10). La constante elástica de esos resortes supuestos se denomina el coeficiente k de reacción del subsuelo. (Das, 2001)

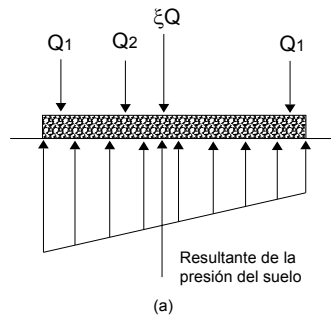


Figura 6.9 Principios del diseño por el método rígido convencional  
(Fuente: Autores)

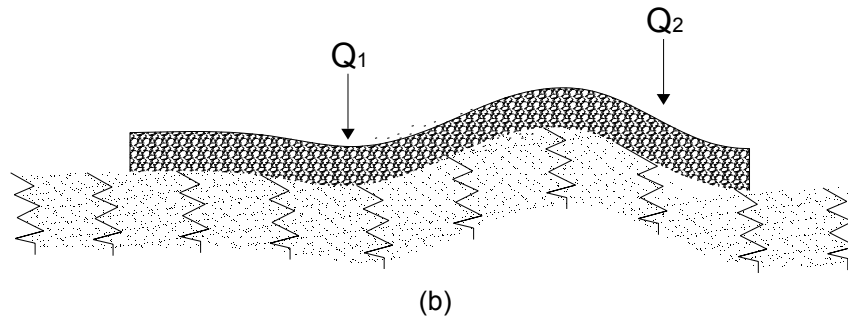


Figura 6.10 Principios del método flexible aproximado.  
(Fuente: Autores)

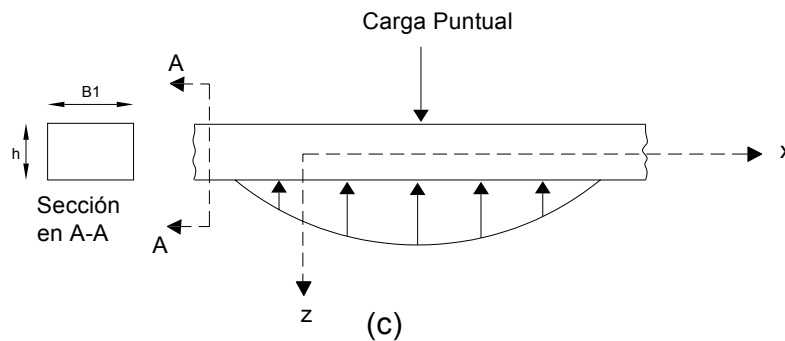


Figura 6.11 Obtención de la ecuación 2.22 para vigas sobre cimentación elástica.  
(Fuente: Autores)





Para entender los conceptos fundamentales del diseño de cimentaciones flexibles, se debe considerar una viga de ancho  $B_1$  y longitud infinita, como se muestra en la (Fig. 6.11). La viga está sometida a una sola carga concentrada  $Q$ . De los fundamentos de la mecánica de materiales.

$$M = E_F I_F \frac{d^2 z}{dx^2} \quad \text{Ec: 2.15}$$

Donde:

$M$  = Momento en cualquier sección

$E_F$  = Módulo de elasticidad del material de la cimentación

$I_F$  = Momento de inercia de la sección transversal de la viga =  $1/12(B_1 h^3)$

Sin embargo

$$\frac{dM}{dx} = \text{fuerza cortante} = V \quad \text{Ec: 2.16}$$

$$\frac{dV}{dx} = q = \text{reacción del suelo} \quad \text{Ec: 2.17}$$

Por consiguiente,

$$\frac{d^2 M}{dx^2} = q \quad \text{Ec: 2.18}$$

Combinando las ecuaciones (2.15) y (2.18) se obtiene:

$$E_F I_F \frac{d^4 z}{dx^4} = q \quad \text{Ec: 2.19}$$

Pero la reacción del suelo es

$$q = -zk' \quad \text{Ec: 2.20}$$

Donde:



$z =$  Deflexión

$$k' = kB_1$$

$k =$  coeficiente de la reacción del subsuelo ( $\text{kN/m}^3$  o  $\text{Lb/pulg}^3$ ).

Por tanto

$$E_F I_F = \frac{d^4 z}{dx^4} = -zkB_1 \quad \text{Ec: 2.21}$$

La solución de la ecuación 2.21 es

$$z = e^{-\alpha x} (A' \cos \beta x + A'' \sin \beta x) \quad \text{Ec: 2.22}$$

Donde  $A'$  y  $A''$  son constantes y

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{B_1 k}{4E_F I_F}} \quad \text{Ec: 2.23}$$

La dimensión del término  $\beta$  como se definió en la ecuación anterior es  $(\text{longitud})^{-1}$ .

Este parámetro es muy importante en la determinación si una losa de cimentación debe ser diseñada por el método rígido convencional o por el método flexible aproximado. Las losas deben diseñarse por el método rígido convencional si el espaciamiento de las columnas en una franja es menor que  $1.75/\beta$ . Si es mayor que  $1.75/\beta$ , deberá usarse el método flexible aproximado.

Para efectuar el análisis para el diseño estructural de una losa flexible, deben conocerse los principios de la evaluación del coeficiente,  $k$  de reacción del subsuelo. Antes



de proceder con el estudio del método flexible de diseño, veamos este coeficiente con más detalle.

Si una cimentación de ancho  $B$  (Fig. 6.10) está sometida a una carga por área unitaria de  $q$ , ésta sufrirá un asentamiento,  $\Delta$ . El coeficiente de módulo,  $k$ , del subsuelo se define como.

$$k = \frac{q}{\Delta} \quad \text{Ec: 2.24}$$

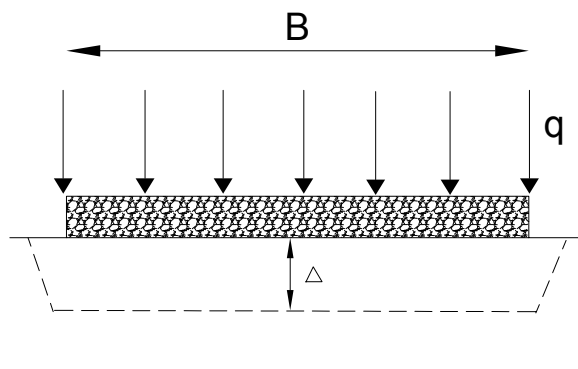


Figura 6.12 Definición del coeficiente  $k$  de la reacción del subsuelo.

(Fuente: Autores)

Las unidades de  $k$  son ( $\text{kN}/\text{m}^3$  o  $\text{Lb}/\text{pulg}^3$ ). El valor del coeficiente de reacción del subsuelo no es una constante para un suelo dado. Este depende de varios factores, como la longitud  $L$ , y el ancho  $B$ , de la cimentación y también de la profundidad del empotramiento de ésta. (Terzaghi 1955) realizó un amplio estudio de los parámetros que influyen en el coeficiente de reacción del subsuelo, determinando que el



valor del coeficiente disminuye con el ancho de la cimentación. En el campo deben llevarse a cabo pruebas de carga por medio de placas cuadradas de (0.3m x 0.3m) para calcular el valor de k. El valor de k se relaciona con cimentaciones grandes que midan B x B de la siguiente manera

### Cimentaciones sobre suelos arenosos

$$k = k_{0.3} \left( \frac{B + 0.3}{2B} \right)^2 \quad \text{Ec: 2.25}$$

Donde:

$k_{0.3}$  y k = Coeficientes de la reacción del subsuelo de las cimentaciones que miden 0.3m x 0.3m y B(m) x B(m), respectivamente, (las unidades son kN/m<sup>3</sup>).

### Cimentaciones sobre arcillas

$$k(kN/m^3) = k_{0.3}(kN/m^3) \left( \frac{0.3(m)}{B(m)} \right) \quad \text{Ec: 2.26}$$

La definición de k en la ecuación 2.26 es la misma que la ecuación (2.25)

### Para cimentaciones rectangulares con dimensiones B x L (para suelo y q similares)

$$k = \frac{k_{(B \times B)} \left( 1 + 0.5 \frac{B}{L} \right)}{1.5} \quad \text{Ec: 2.27}$$

Donde:



$k$  = coeficiente del módulo del subsuelo de la cimentación rectangular (L x B)

$k_{(BxB)}$  = Coeficiente del módulo del subsuelo de una cimentación cuadrada con dimensiones B x B

La ecuación 2.27 indica que el valor de  $k$  para una cimentación muy larga con ancho B es aproximadamente  $0.67k_{(BxB)}$

El módulo de elasticidad de los suelos granulares crece con la profundidad. Como el asentamiento de una cimentación depende del módulo de elasticidad, el valor de  $k$  crece conforme aumenta la profundidad de la cimentación.

(Scout, 1981) propuso que para suelos arenosos el valor de  $k_{0.3}$  se obtenga de la resistencia por penetración estándar a cualquier profundidad dada, o

$$k_{0.3} (MN / m^3) = 18N_{cor} \quad \text{Ec: 2.28}$$

Donde:

$N_{cor}$  = resistencia a la penetración estándar corregida.

Para vigas largas, (Vesic 1961) propuso una ecuación para estimar la reacción del subsuelo:

$$k' = Bk = 0.65 \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_F I_F} \frac{E_s}{1 - \mu_s^2}} \quad \text{Ec: 2.29}$$

$$k = 0.65 \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_F I_F} \frac{E_s}{B(1 - \mu_s^2)}} \quad \text{Ec: 2.30}$$

Donde:



$E_s$  = Módulo de elasticidad del suelo

$B$  = Ancho de la cimentación

$E_F$  = Módulo de elasticidad del material de la cimentación

$I_F$  = Momento de inercia de la sección transversal de la cimentación

$\mu_s$  = Relación de Poisson del suelo

Para la mayoría de los fines prácticos, la ecuación 2.30 se aproxima por

$$k = \frac{E_s}{B(1 - \mu_s^2)} \quad \text{Ec: 2.31}$$

### 6.5.2.1 Metodología de Diseño

Ahora que hemos analizado el coeficiente de reacción del subsuelo, procederemos con análisis del método flexible aproximado de diseño de losas de cimentación. El procedimiento de diseño se basa principalmente en la teoría de placas. Su uso permite que los efectos (es decir, momento, fuerza cortante, y deflexión) de una carga concentrada de columna sean evaluados. Si las zonas de influencia de dos o más columnas se cruzan, se usa la superposición para obtener el momento, fuerza cortante y deflexión netos en cualquier punto.



1.- En primer lugar suponemos un espesor,  $h$ , para la losa de acuerdo con el paso 6 como se hizo en el método rígido convencional. ( $h$  es el espesor total de la losa.)

2.- Posteriormente se determina la rigidez por flexión  $R$  de la losa:

$$R = \frac{E_F h^3}{12(1 - \mu_F^2)} \quad \text{Ec: 2.32}$$

Donde:

$E_F$  = Módulo de elasticidad del material de la cimentación

$\mu_F$  = relación de Poisson del material de la cimentación

3.- Luego se determina el radio de la rigidez efectiva:

$$L' = \sqrt[4]{\frac{R}{k}} \quad \text{Ec: 2.33}$$

Donde:

$k$  = coeficiente de la reacción del subsuelo

La zona de influencia de cualquier carga de columna será del orden de 3 a  $4L'$ .

4.- A continuación se determina el momento (en coordenadas polares en un punto) causado por una carga de columna (Fig. 6.11a)

$$Mr = \text{momento radial} = -\frac{Q}{4} \left[ A_1 - \frac{(1 - \mu_F) A_2}{\frac{r}{L'}} \right] \quad \text{Ec: 2.34}$$



$$Mt = \text{momento tangencial} = -\frac{Q}{4} \left[ \mu_F A_1 - \frac{(1 - \mu_F) A_2}{\frac{r}{L'}} \right] \quad \text{Ec: 2.35}$$

Donde:

$r$  = Distancia radial desde la carga de la columna

$Q$  = Carga de la columna

$A_1, A_2$  = Funciones de  $r/L'$

Las variaciones de  $A_1$  y  $A_2$  con  $r/L'$  se muestran en la (Fig. 6.14)

En el sistema coordenado cartesiano (Fig. 6.14)

$$M_x = Mt \sin^2 \alpha + Mr \cos^2 \alpha \quad \text{Ec: 2.36}$$

$$M_y = Mt \cos^2 \alpha + Mr \sin^2 \alpha \quad \text{Ec: 2.37}$$

**5.-** Para un ancho unitario de losa, se determina la fuerza cortante,  $V$ , causada por una carga de columna:

$$V = \frac{Q}{4L'} A_3 \quad \text{Ec: 2.38}$$

La variación de  $A_3$  con  $r/L'$  se muestra en la (Fig. 6.14).

**6.-** Si el borde de la losa se localiza en la zona de influencia de una columna, determinamos el momento y la fuerza cortante a lo largo de la cuña (suponga que la losa es continua). Momento y fuerza cortante opuestos en signo a los determinados son aplicados a los bordes para satisfacer las condiciones conocidas.

**7.-** La deflexión ( $\delta$ ) en cualquier punto es dada por

$$\delta = \frac{QL'^2}{4R} A_4 \quad \text{Ec: 2.39}$$





La variación de  $A_4$  se da en la (Fig. 6.13)

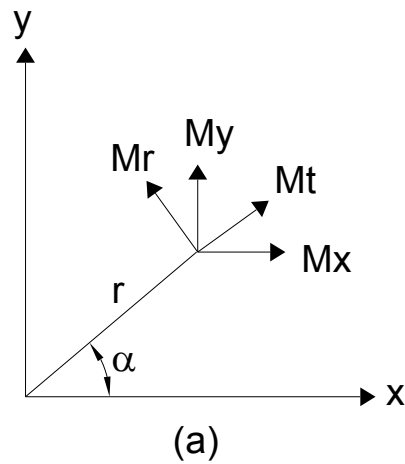


Figura 6.13 Momentos en coordenadas polares.  
(Fuente: Das, 1999)

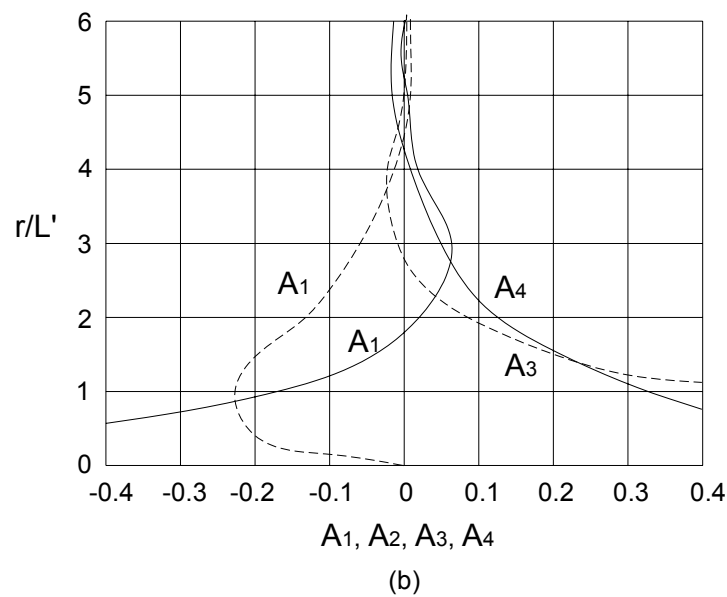


Figura 6.14 Variaciones de los valores de  $A_1, A_2, A_3, A_4$ .  
(Fuente: Das, 1999)



## 6.6 Disposiciones especiales para losas y zapatas del (ACI 318M-05)

### 6.6.1 Cortante

El diseño de secciones transversales sujetas a cortante debe estar basado en

$$\phi V_n \geq V_u \quad \text{Ec: 2.44}$$

Donde:

$V_u$  = La fuerza cortante factorizada en la sección considerada

$V_n$  = Es la resistencia nominal al cortante calculada mediante

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{Ec: 2.45}$$

Donde:

$V_c$  = Es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto

$V_s$  = Es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el acero de refuerzo para cortante

La resistencia al cortante de losas y zapatas en la cercanía de las columnas, de las cargas concentradas o de las reacciones, está regida por la más severa de las siguientes dos condiciones

**a.-) La acción de viga**, en donde cada una de las secciones críticas que van a investigarse se extiende en un plano a través del ancho total. Para la acción de viga, la losa o la zapata deben diseñarse de acuerdo a las siguiente expresión:



La resistencia al cortante  $V_c$  se debe calcular según la siguiente expresión para elementos sujetos únicamente a cortante y flexión:

$$V_c = 0.55\sqrt{f_c'}bwd \quad \text{Ec: 2.46}$$

Se debe verificar que cumpla la ecuación 2.44

**b.-) La acción en dos direcciones**, en donde cada una de las secciones críticas que van a investigarse deben estar localizadas de modo que su perímetro  $b_o$  es un mínimo, pero no necesita estar más de  $d/2$  de:

- a) los bordes o las esquinas de las columnas, cargas concentradas, o áreas de reacción
- b) Los cambios en el peralte de la losa, tales como los bordes de capiteles o ábacos

Para losas o zapatas con acción en dos direcciones, el diseño debe estar de acuerdo con las siguientes expresiones:

Para losas y cimiento no presforzadas,  $V_c$  debe ser el menor de:

$$V_c = 0.26\left(2 - \frac{4}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}b_o d \quad \text{Ec: 2.47}$$

Donde:

$\beta_c$  es la relación del lado largo al lado corto de la columna, la carga concentrada, o el área de reacción



$$V_c = 0.26 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f_c'} b_o d$$

Ec: 2.48

Donde:

$\alpha_s = 40$  para columnas interiores

$\alpha_s = 30$  para columnas de borde

$\alpha_s = 20$  para columnas en esquina

$b_o$  es el perímetro de la sección crítica

$$V_c = 1.1 \sqrt{f_c'} b_o d$$

Ec: 2.49

Se debe verificar que cumpla la ecuación 2.44

## 6.7 Ejemplo de cálculo con el método rígido

### convencional:

En la Figura 6.12 se presenta la planta de una losa de cimentación con cargas transmitidas por la superestructura a través de columnas (carga muerta DL, carga viva LL respectivamente). El tamaño de la losa es de 23m x 29m. Todas las columnas son de 50cm x 50cm en sección transversal.  $q_{adm(neta)} = 70 \text{ kN/m}^2$

Se calcula:

- Las presiones del suelo en los diferentes puntos de la losa.
- Las reacciones promedio en los extremos de cada franja dividida.
- El espesor de la losa.

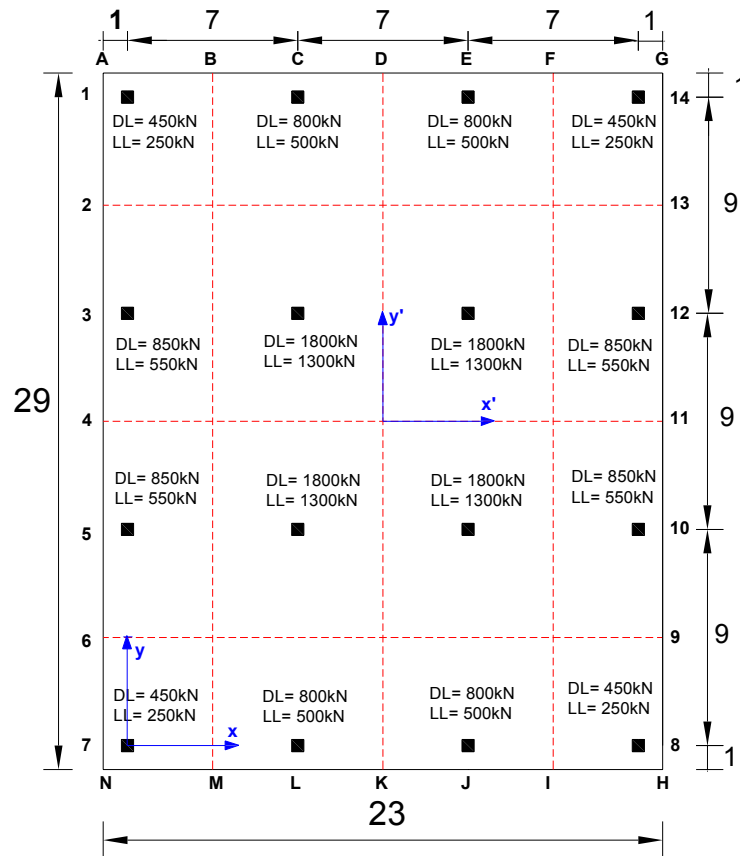


Figura 6.15 Dimensiones y cargas para el cálculo de la losa.

(Fuente: Autores)

Pasos a seguir para el cálculo de la losa por el Método Rígido Convencional:

1.- Se calcula la carga total de columnas como:

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n$$

Carga Muerta (DL) =

$$450 + 800 + 800 + 450 + 850 + 1800 + 1800 + 850$$

$$+ 850 + 1800 + 1800 + 850 + 450 + 800 + 800 + 450$$

$$DL = 15600 \text{ kN}$$



Carga Viva (LL) = 250+500+500+250+550+1300+1300+550

+550+1300+1300+550+250+500+500+250

$$LL = 10400\text{kN}$$

La carga de servicio = DL+LL = 15600+10400 = 26000kN

Carga factorizada (U) = 1,4DL+1,7LL =

$$1,4(15600)+1,7(10400)$$

$$U = 39520\text{kN}$$

2.- Se determina la presión q sobre el suelo, debajo de los puntos A, B, C, D, ..... 1, 2, 3, 4, .....de la losa.

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_y x}{I_y} \pm \frac{M_x y}{I_x}$$

Los momentos de inercia de la cimentación son:

Momento de inercia respecto al eje x.

$$I_x = (1/12)BL^3 = (1/12)(23 \times 29^3) = 46745,583\text{m}^4$$

Momento de inercia respecto al eje y

$$I_y = (1/12)LB^3 = (1/12)(29 \times 23^3) = 29403,583\text{m}^4$$

Las excentricidades de las cargas,  $e_x$  y  $e_y$ , en las direcciones x y y, se determinan usando coordenadas ( $x'$ ,  $y'$ ):

$$x' = \frac{Q_1 x_1' + Q_2 x_2' + Q_3 x_3' + \dots + Q_n x_n'}{Q} \qquad e_x = x' - \frac{B}{2}$$

$$\sum My' = 0$$

$$26000x' = 7(1300+3100+3100+1300)$$

$$+14(1300+3100+3100+1300)$$



$$+21(700+1400+1400+700)$$

$$x' = 273000/26000 = 10,5\text{m}$$

$$e_x = 10,5 - 10,5 = 0$$

$$y' = \frac{Q_1 y_1' + Q_2 y_2' + Q_3 y_3' + \dots + Q_n y_n'}{Q} \qquad e_y = y' - \frac{L}{2}$$

$$\sum M_x' = 0$$

$$26000y' = 9(1400+3100+3100+1400)$$

$$+18(1400+3100+3100+1400)$$

$$+27(700+1300+1300+700)$$

$$y' = 351000/26000 = 13,5\text{m}$$

$$e_y = 13,5 - 13,5 = 0$$

Los Momentos causados por la excentricidad son:

Momento de las cargas de las columnas respecto al eje x

$$M_x = Qe_y \qquad M_x = 39520 \times 0 = 0$$

Momento de las cargas de las columnas respecto al eje y

$$M_y = Qe_x \qquad M_y = 39520 \times 0 = 0$$

La presión q sobre el suelo bajo los puntos descritos anteriormente es igual a:

$$q = 39520/(23 \times 29) = 59,250\text{kN/m}^2$$

3.- Luego se compara los valores de las presiones del suelo determinadas en el paso 2 con la presión neta admisible del suelo para determinar si

$$q \leq q_{adm(neta)}$$

$$59,25\text{kN/m}^2 \leq 70\text{kN/m}^2 \quad \text{Cumple.}$$



4.- Posteriormente se divide la losa en varias franjas en las direcciones x y y Haciendo el ancho de cualquier franja igual a  $B_1$ . (Fig. 6.12)

5.- Continuación se procede a dibujar los diagramas de fuerza cortante  $V$ , y momento flexionante, para cada franja individual (en las direcciones x y y).

En nuestro caso no dibujemos los diagramas solo procederemos a calcular la presión promedio del suelo.

Para la franja ABMN (ancho = 4,5m)

$$q_1 = (q_A + q_B)/2 \quad q_1 = (59,25+59,25)/2 \quad q_1 = 59,25\text{kN/m}^2$$

$$q_2 = (q_M + q_N)/2 \quad q_2 = (59,25+59,25)/2 \quad q_2 = 59,25\text{kN/m}^2$$

Para la franja BCDKLM (ancho = 7m)

$$q_1 = (q_B + q_C + q_D)/2 \quad q_1 = (59,25+59,25+59,25)/3 \\ q_1 = 59,25\text{kN/m}^2$$

$$q_2 = (q_K + q_L + q_M)/2 \quad q_2 = (59,25+59,25+59,25)/3 \\ q_2 = 59,25\text{kN/m}^2$$

Para la franja DEFIJK (ancho = 7m)

$$q_1 = (q_D + q_E + q_F)/2 \quad q_1 = (59,25+59,25+59,25)/3 \\ q_1 = 59,25\text{kN/m}^2$$





$$q_2 = (q_I + q_J + q_K)/2 \quad q_2 = (59,25+59,25+59,25)/3 \quad q_2 = 59,25\text{kN/m}^2$$

Para la franja FGHI (ancho = 4,5m)

$$q_1 = (q_F + q_G)/2 \quad q_1 = (59,25+59,25)/2 \quad q_1 = 59,25\text{kN/m}^2$$

$$q_2 = (q_H + q_I)/2 \quad q_2 = (59,25+59,25)/2 \quad q_2 = 59,25\text{kN/m}^2$$

Verificando estos resultados tenemos que la reacción total del suelo es igual a  $q_{\text{prom}}B_1B$

Reacción del suelo para la franja ABMN

$$= \frac{1}{2} (59,25+59,25)(4,5)(29) = 7732,125\text{kN}$$

Reacción del suelo para la franja BCDKLM

$$= \frac{1}{2} (59,25+59,25)(7)(29) = 12027,75\text{kN}$$

Reacción del suelo para la franja DEFIJK

$$= \frac{1}{2} (59,25+59,25)(7)(29) = 12027,75\text{kN}$$

Reacción del suelo para la franja GFHJ

$$= \frac{1}{2} (59,25+59,25)(4,5)(29) = 7732,125\text{kN}$$

Comprobando los resultados de estos cálculos tenemos:

$$\sum 39520 = \sum \text{Carga de columnas}$$

$$\sum 39520 = \sum 7732,125+12027,75+12027,75+7732,125$$

$$\sum 39520 = 39520 \quad \text{Cumple}$$

De la misma manera se analiza para el otro sentido de la losa dividiendo de la misma forma en franjas, se calcula las presiones que se distribuyen en este sentido.



En definitiva al realizar estos cálculos se obtuvo una presión uniforme en toda la losa la cual es igual a:

$$q = 59,25\text{kN/m}^2$$

6.- A continuación se determina la profundidad efectiva  $d$  de la losa revisando el cortante por tracción diagonal cerca de varias columnas.

Para la columna cuyas cargas son  $DL = 850\text{kN}$  y  $LL = 550\text{kN}$  (Borde)

$$U = 1,4DL + 1,7LL \quad U = 1,4(850) + 1,7(550) \quad U = 2125\text{kN}$$

$$\text{Cortante: } \phi V_n \geq V_u$$

$V_u$  = Fuerza cortante factorizada

$V_n$  = Resistencia al cortante nominal

$$b_o = 2L' + L'' \quad b_o = 2(150 + d/2) + (50 + d) \quad b_o = (350 + 2d)$$

$$\phi V_n = \phi \times 0,55 \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d$$

$$\phi V_n = 0,85 \times 0,55 \times \sqrt{200} \times (350 + 2d) \times d$$

$$0,85 \times 0,55 \times \sqrt{200} \times (350 + 2d) \times d \geq 212500$$

$$(350 + 2d) \times d \geq 32141,217$$

$$d = 48,26\text{cm}$$

Para la columna cuyas cargas son  $DL = 1800\text{kN}$  y  $LL = 1300\text{kN}$  (Central)

$$U = 1,4DL + 1,7LL \quad U = 1,4(1800) + 1,7(1300) \quad U = 4730\text{kN}$$

$$\text{Cortante: } \phi V_n \geq V_u$$

$V_u$  = Fuerza cortante factorizada

$V_n$  = Resistencia al cortante nominal

$$b_o = 2(L' + L'') \quad b_o = 4(50 + d) \quad b_o = (200 + 4d)$$



$$\phi V_n = \phi \times 0.55 \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d$$

$$\phi V_n = 0,85 \times 0.55 \times \sqrt{200} \times (200 + 4d) \times d$$

$$0,85 \times 0.55 \times \sqrt{200} \times (200 + 4d) \times d \geq 473000$$

$$(200 + 4d) \times d \geq 71542,568$$

$$d = 72,89\text{cm}$$

$$d = 73 + 7,5 = 80,5\text{cm}$$

El valor de 7,5 es el valor del recubrimiento.



## CAPITULO 7

### ESPECIFICACIONES

#### 7 Especificaciones

Dentro de lo que se refiere a las especificaciones de las cimentaciones podemos citar las más importantes concernientes a la excavación:

##### 7.1 En suelo:

- La profundidad de cimentación  $D_f$  debe ser mayor a 30cm ( $D_f > 30\text{cm}$ ) y debe estar más allá de la capa vegetal.
- En caso de existir un relleno no controlado, la profundidad de la excavación tiene que ir más allá de la zona de relleno no adecuado
- Debe ir más allá que la profundidad de congelamiento (por problemas de hinchamiento).
- Más profunda que la del cambio de humedad estacional (en suelos expansivos, se hinchan con el invierno y en verano se agrietan).
- Lo primero es encontrar una capa soportante.



- En lo posible siempre pedir sustitución del suelo a una profundidad que varía entre  $h$  y  $2h$ ; en el caso de tener losas o zapatas muy peraltadas se exige  $h/2$
- Para material de reposición se recomienda usar sub-base en la que se tienen que dar las siguientes especificaciones:
  - Granulometría
  - LL, LP, IP
  - Peso específico mínimo
  - % de Densificación que viene dado en función del Proctor.
    - 100% Proctor Estándar para estructuras < 4 pisos
    - 95% Proctor Modificado para estructuras > 4 pisos

A continuación se tomará un extracto de las especificaciones del MOP para carreteras en el cual se mencionan las características que deben cumplir los materiales de sub-base.

## **SECCION 403 SUB – BASES**

### **403-1. Sub-base de Agregados**



**403-1.01. Descripción.-** Este trabajo consistirá en la construcción de capas de sub-base compuestas por agregados obtenidos por proceso de trituración o de cribado.

**403.1.02. Materiales.-** Las sub-bases de agregados se clasifican como se indica a continuación, de acuerdo con los materiales a emplearse. La clase de sub-base que deba utilizarse en la obra estará especificada en los documentos contractuales. De todos modos, los agregados que se empleen deberán tener un coeficiente de desgaste máximo de 50%, de acuerdo con el ensayo de abrasión de los Ángeles y la porción que pase el tamiz N° 40 deberá tener un índice de plasticidad menor que 6 y un límite líquido máximo de 25.

- Clase 1: Son sub-bases construidas con agregados obtenidos por trituración de roca o gravas, de acuerdo con los requerimientos establecidos en la Sección 816, y graduados uniformemente dentro de los límites indicados para la granulometría Clase 1, en la Tabla 403-1.1. Por lo menos el 30 % del agregado preparado deberá obtenerse por proceso de trituración.
- Clase 2: Son sub-bases construidas con agregados obtenidos mediante trituración o cribado en



yacimientos de piedras fragmentadas naturalmente o de gravas, de acuerdo con los requerimientos establecidos en la Sección 816, y graduados uniformemente dentro de los límites indicados para la granulometría Clase 2, en la Tabla 403-1.1.

- Clase 3: Son sub-bases construidas con agregados naturales y procesados que cumplan los requisitos establecidos en la Sección 816, y que se hallen graduados uniformemente dentro de los límites indicados para la granulometría Clase 3, en la Tabla 403-1.1.

Cuando en los documentos contractuales se estipulen sub-bases Clases 1 o 2 al menos el 30% de los agregados preparados deberán ser triturados.

TAMIZ	PORCENTAJE EN PESO QUE PASA A TRAVES DE LOS TAMICES DE MALLA CUADRADA		
	CLASE 1	CLASE 2	CLASE 3
3" (76.2mm)	-----	-----	100
2" (50.4mm)	-----	100	-----
1 1/2 (38.1mm)	100	70 - 100	-----



Nº 4 (4.75mm)	30 - 70	30 - 70	30 - 70
Nº 40 (0.425 mm.)	10 - 35	15 - 40	-----
Nº 200 (0.075 mm.)	0 - 15	0 - 20	0 - 20

Tabla 403-1.1 Porcentaje que pasa a través de los diferentes tamices.

(Fuente: MOP )

## 7.2 En roca:

- Profundidad mínima de cimentación  $D_f = 30$  cm.
- Separación vertical de fracturas  $S > 5$ cm para que sea competente.
- Colocación de un Hormigón pobre para nivelar (Dento-concreto).

A continuación se darán algunas especificaciones referidas al Hormigón Armado a utilizar en la cimentación:

## 7.3 Hormigón:

- Resistencia a la compresión  $f'c \geq 180$  kg/cm<sup>2</sup> en nuestro medio generalmente se usa  $f'c = 210$  kg/cm<sup>2</sup> por cuestiones de durabilidad.





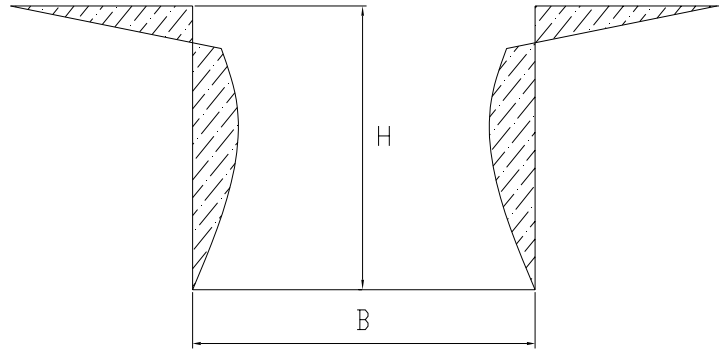
- Recubrimiento mínimo del refuerzo  $\geq 7,5$  cm.
- Las zapatas de hormigón armado deberían tener al menos 40cm de peralte en edificaciones de varios pisos, para asegurar una mínima rigidez a la flexión. Se pueden admitir espesores inferiores (peralte mínimo  $h=20$ cm) en el caso de estructuras livianas no superiores a dos pisos como viviendas unifamiliares con entramados de luces pequeñas, como pasos cubiertos, etc.
- Acero con doble protección contra la corrosión para disminuir el recubrimiento; en este caso corregir longitudes de desarrollo y de anclaje por un factor igual a 1,5.
- Nunca olvidar el acero por Contracción y Temperatura.
- No colocar hormigón bajo agua.

### **Recomendaciones para un buen plan de excavación:**

- Dar un esquema de cómo se va a realizar la excavación por etapas.
- Limitar asentamientos alrededor de la excavación.
- Limitar cercanía de la excavación a estructuras existentes.
- Profundidad de excavación sin entibado.



- Control del volumen de excavación.



#### 7.4 Criterios para el diseño de plintos en hormigón:

Los esfuerzos en el suelo no deben sobrepasar los esfuerzos admisibles bajo condiciones de carga sin factores de mayoración.

Cuando las combinaciones de carga incluyan el efecto de solicitaciones eventuales como sismos y viento, los esfuerzos admisibles pueden incrementarse en un 33.3%.

Los asentamientos de las estructuras deberán calcularse incluyendo el efecto en el tiempo de suelos compresibles o consolidables como arcillas y suelos orgánicos.

El recubrimiento mínimo para el hierro, cuando el hormigón es fundido en obra en contacto con el terreno y



queda permanentemente expuesto a él, es de 7,5 cm (Fig. 7.1)

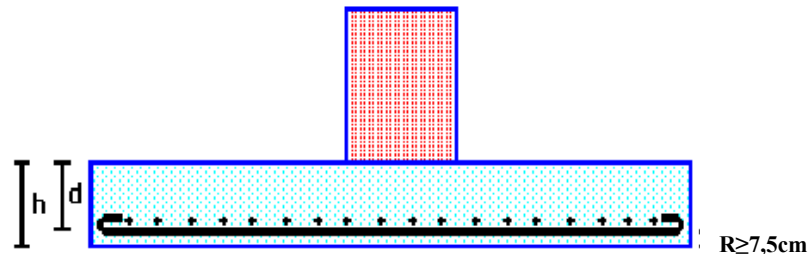


Figura 7.1 Recubrimiento minimo en una cimentación.

(Fuente:

<http://bvirtual.espe.edu.ec/publicaciones/academicas/hormigon/hormigon08-b.htm>)

Los plintos deberán diseñarse para resistir fuerzas cortantes en cada dirección independientemente, tomando como sección crítica a una distancia  $d$  desde la cara de las columnas o elementos verticales (Fig. 7.2

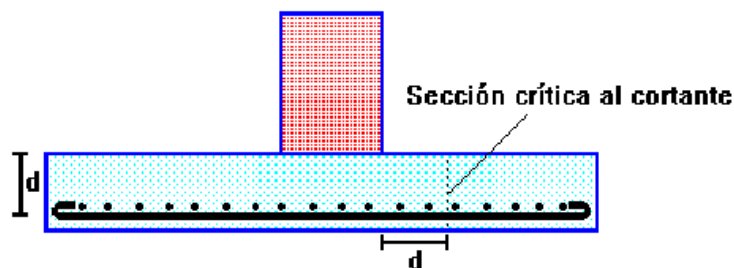


Figura 7.2 Sección Crítica al cortante.



(Fuente:

<http://bvirtual.espe.edu.ec/publicaciones/academicas/hormigon/hormigon08-b.htm>)

La capacidad resistente a cortante tipo viga del hormigón se calcula con la siguiente expresión empírica:

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

Donde: Tanto  $f'_c$  como  $v_c$  se expresan en  $\text{Kg}/\text{cm}^2$ .

Los plintos deberán diseñarse para resistir fuerzas cortantes de punzonamiento en dos simultáneamente, tomando como sección crítica a aquella que se ubica a una distancia  $d/2$  alrededor del elemento vertical de carga (columna, muro de corte, etc.).

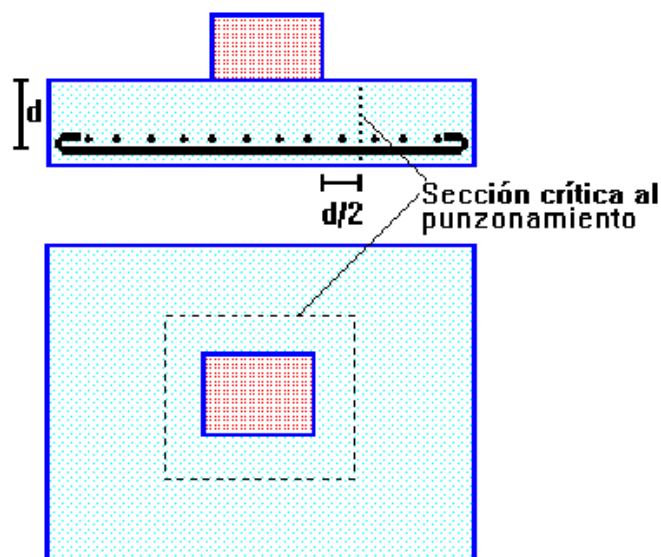




Figura 7.3 Sección Crítica al Punzonamiento.

(Fuente:

<http://bvirtual.espe.edu.ec/publicaciones/academicas/hormigon/hormigon08-b.htm>)

La resistencia al cortante por punzonamiento que puede desarrollar el hormigón se calcula con la siguiente expresión empírica:

$$V_c = 1,1 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

Donde: Tanto  $f'_c$  como  $v_c$  se expresan en  $\text{Kg}/\text{cm}^2$ .

La sección crítica de flexión en una dirección se ubicará en las caras de los elementos verticales de carga (Fig.7.4).

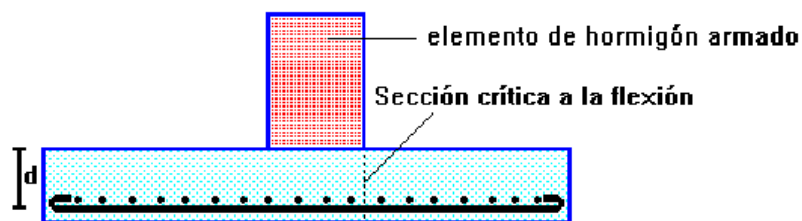


Figura 7.4 Sección Crítica a la Flexión con elementos de hormigón armado.

(Fuente:

<http://bvirtual.espe.edu.ec/publicaciones/academicas/hormigon/hormigon08-b.htm>)



En cimentaciones de muros de mampostería, la sección crítica de diseño a la flexión se considerará ubicada en la mitad, entre el eje medio y el borde del muro (Fig. 7.5).

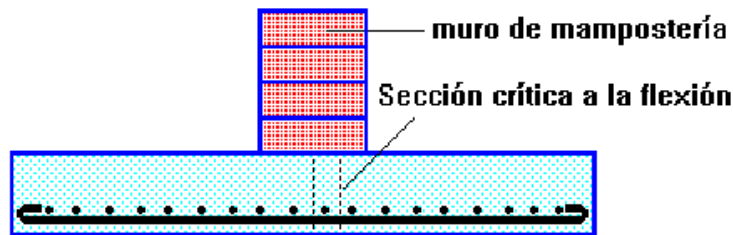


Figura 7.5 Sección Crítica al Flexión en cimentaciones con muros de ladrillo.

(Fuente:

<http://bvirtual.espe.edu.ec/publicaciones/academicas/hormigon/hormigon08-b.htm>)

En zapatas reforzadas en una dirección y en zapatas cuadradas reforzadas en dos direcciones, el refuerzo debe distribuirse uniformemente a través del ancho total de la zapata.

En zapatas inclinadas o escalonadas, el ángulo de inclinación o la altura y colocación de los escalones serán tales que se satisfagan los requisitos de diseño en cada sección (Fig. 7.6).

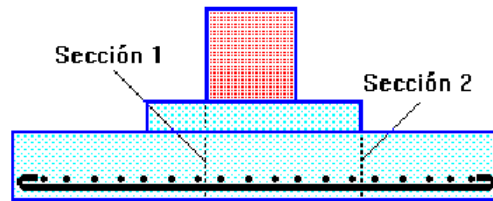


Figura 7.5 Zapatas escalonadas.

(Fuente:

<http://bvirtual.espe.edu.ec/publicaciones/academicas/hormigon/hormigon08-b.htm>)

Las zapatas inclinadas o escalonadas que se dimensionen como una unidad, deben construirse para asegurar su comportamiento como tal (deberán ser monolíticas).



## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Al término de este trabajo podemos concluir diciendo que se alcanzaron todos los objetivos propuestos al inicio de esta monografía, entre otros podemos citar los siguientes:

- Se pudo concretar una clasificación clara y concisa de los tipos de cimentaciones, de acuerdo a su forma, manera de distribuir las cargas y su simetría.
- Se mostraron muchos procesos utilizados en el mundo para la exploración del subsuelo, además de dar algunos parámetros prácticos para realizar el estudio en el sitio de obra.
- Se indicaron las diferentes teorías de capacidad portante última como la capacidad por asentamientos, además de incluir tablas y gráficas tanto de asentamientos como de distorsiones admisibles para diferentes estructuras.
- Quedaron indicadas claramente las metodologías de cálculo para los diferentes tipos de cimientos superficiales, incluyendo las especificaciones más importantes.
- En fin, se llegó a la obtención de un manual de diseño y estudio que contiene gran cantidad de información y comentarios de suma ayuda para los estudiantes y por que no para los profesionales también.





## **RECOMENDACIONES:**

Para realizar el estudio y cálculo de cualquier tipo de cimentación superficial, no dejar de lado ninguno de los aspectos mencionados en este trabajo, ya que cada uno de ellos en su conjunto nos llevarán a una solución técnicamente óptima.

Es más en cualquier trabajo o diseño que se enfrente en la vida profesional; se deben analizar de manera meticulosa las posibles soluciones que se puedan ofrecer; sin dejar de lado las alternativas de cambio que se puedan dar en el diseño a futuro. Además nos parece importante que cualquiera que sea el problema que se nos presente, nosotros debemos tener los conocimientos suficientes y sólidos acerca del tema particular en cuestión y dominar las diferentes teorías que vayan a ser utilizadas para brindar la solución adecuada.



## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

ACI 318, C. (2005). *REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL Y COMENTARIO (ACI 318S-05)*. Quito, Ecuador: Fundación Capitulo Ecuador.

Coduto, D. P. (1994). *FOUNDATION DESIGN*. United States of America: Prentice Hall.

Das, B. M. (2001). *FUNDAMENTOS DE INGENIERIA GEOTÉCNICA*. México: Thomson Editores.

DAS, B. M. (1999). *PRINCIPLES OF FOUNDATION ENGINEERING*. United States of America: PWS Publishing Company.

Guzman, D. S. (2001). *TECNOLOGIA DEL CONCRETO Y DEL MORTERO*. Santafé de Bogotá, Colombia: Bhandar Editores Ltda,.

Kramer, S. L. (1996). *GEOTECHNICAL EARTHQUAKE ENGINEERING*. United States of America: Prentice Hall.

Manual, E. (1980). *A WATER RESOURCES TECHNICAL PUBLICATIONS*. Washington, DC.: U.S. Department of the Interior.

Piralla, R. M. (2000). *DISEÑO ESTRUCTURAL*. México: Limusa Noriega Editores.

Peck R. B., Hanson W. E., Thornburn T. H. (1974). *FOUNDATION ENGINEERING*. Canada: United States of America.



Musobozi, R. S. (2005). *EL COMPORTAMIENTO DE LA LOSA DE CIMENTACION PLANAS*. La Habana, Cuba: Félix Varela.

Tomlinson, M. J. (1988). *FOUNDATION DESIGN AND CONSTRUCTION*. United States of America: Longman Scientific & Technical.

Vargas, M. D. (2002). *INGENIERIA DE FUNDACIONES*. Colombia: Escuela Colombiana de Ingenieria.

(s.f.). Recuperado el 14,15,17,22,23,25 de Mayo de 2007, de <http://bvirtual.espe.edu.ec/publicaciones/academicas/hormigon/hormigon08-b.htm>

(s.f.). Recuperado el 4,6,7,8,9,10 de Junio de 2007, de <http://www.geocisa.com>

(s.f.). Recuperado el 11,12,13,14,15 de Junio de 2007, de <http://www.terratest.es>

(s.f.). Recuperado el 25,26,27 de Junio de 2007, de <http://www.emas.co.cl/categorias/construccion/cimentaconst.htm>

(s.f.). Recuperado el 25,26,27,28,29,30 de Junio de 2007, de <http://www.conepenetrationtest.com>