



# Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA

29  
182

Proyecto, Diseño y Construcción  
de Cimentaciones

## TESIS PROFESIONAL

Que para obtener el Título de

**I N G E N I E R O   C I V I L**

P r e s e n t a

**JUAN CARLOS SEVILLA RAMIREZ**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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

PROYECTO, DISEÑO Y CONSTRUCCION  
DE CIMENTACIONES.

1.	Introducción	. . .	1
2.	Proyecto		
2.1.	Análisis del lugar de apoyo	. . .	4
2.1.1.	Clasificación de suelos y de rocas.	. . .	5
2.1.2.	Exploración y estudio del lugar de apoyo	. . .	13
2.1.2.1.	Sondeo y muestreo	. . .	16
2.1.2.2.	Pruebas de laboratorio y pruebas "in situ"	. . .	19
2.1.2.3.	Interpretación de resultados	. . .	20
2.1.3.	Análisis de capacidad de carga	. . .	21
2.1.4.	Análisis de deformaciones	. . .	29
2.2.	Clasificación de cimentaciones.	. . .	38
2.2.1	Cimentaciones superficiales	. . .	39
2.2.2.	Cimentaciones intermedias	. . .	41
2.2.3	Cimentaciones profundas	. . .	41
2.3	Alternativas de selección	. . .	43
3.	Diseño Estructural.	. . .	47
3.1.	Cimentaciones superficiales	. . .	48
3.2.	Cimentaciones intermedias	. . .	61
3.3.	Cimentaciones profundas	. . .	73

4.	Construcción	. . . 79
4.1.	Cimentaciones superficiales e intermedias	. . . 79
4.1.1.	Excavaciones	. . . 80
4.1.1.1.	Excavaciones con talud	. . . 80
4.1.1.2.	Excavaciones ademadas	. . . 80
4.1.1.3.	Expansiones	. . . 83
4.1.1.4.	Control de filtraciones	. . . 85
4.1.2.	Daños a estructuras vecinas	. . . 93
4.2.	Cimentaciones profundas	. . . 95
4.2.1.	Pilotes	. . . 96
4.2.1.1.	Pilotes prefabricados	. . . 96
4.2.1.2.	Pilotes colados in situ	. . . 99
4.2.1.3.	Pilotes con y sin tratamiento eléctrico	. . .100
4.2.2.	Pilas	. . .101
4.2.3.	Cilindros y cajones profundos	. . .104
5.	Conclusiones	. . .108
	Bibliografía	. . .115

## 1. INTRODUCCION

La unión entre una estructura con determinadas características y el suelo, debe asegurar el comportamiento adecuado de ambos elementos.

La cimentación es una parte importante en todo proyecto de ingeniería y por lo cual debe tomarse en cuenta con detenimiento.

El propósito de una cimentación es permitir que el peso de una estructura se transmita al suelo de tal forma que éste no quede sobre esforzado y provoque desequilibrio a la zona de apoyo, dañando tanto su propia estructura como las que le rodean.

El suelo y la estructura son partes integrantes de toda obra, y se analizan generalmente por separado. Sin embargo, el suelo se manifestará en función de la cimentación que se seleccione para la estructura, y la estructura a su vez cambiará el comportamiento.

De la veracidad con que se analicen tanto el suelo como la estructura dependerá el equilibrio adecuado de la obra en cuestión.

De aquí, la importancia de conocer, por una parte, las características del suelo en donde se apoyará la estructura de

edificación. En el tema "Proyecto" se intenta hacer énfasis de la relevancia de conocer el sitio de apoyo, así como de sus métodos y análisis que implican para determinar las propiedades ingenieriles de éste. / En este mismo tema, se tratarán aspectos importantes como lo es el análisis de capacidad de carga y de las deformaciones debidas a la variación de la naturaleza del suelo.

Cuando se tienen estas bases, a la vez de conocer el tipo de cimientos más comunes, se propone y analiza el comportamiento de una cimentación, elegida de acuerdo a las condiciones existentes, hasta que ésta resulte económica, segura y funcional.

Una vez hecho el análisis del suelo con la cimentación seleccionada, y comprobando que ésta es factible, se procederá a conocer su "Diseño Estructural", tema posterior al correspondiente a "Proyecto".

En este tema de "Diseño Estructural", se tratará de englobar el tipo de cimentaciones más comunes por medio de ejemplos numéricos. En estos ejemplos se exponen los criterios más conocidos para su diseño y también se mencionan otros que por su complejidad y cálculos laboriosos no son usuales.

Cuando el diseño estructural de la cimentación ha sido concluído, se procede a elegir el procedimiento constructivo más adecuado. Para ello es importante considerar las características del suelo así como la ayuda mecánica o manual para efectuar las excavaciones en donde será alojada la cimentación.

De hecho, desde el conocimiento de la capacidad de carga y de la magnitud y rapidez de la deformación del suelo, se vienen delineando las etapas de construcción del cimiento.

En el tema que corresponde a "Construcción", se explican los procesos más comunes para las diferentes cimentaciones.

Por último, en el tema "Conclusiones" se dará la importancia respectiva de cada tema expuesto, así como los problemas que se pueden presentar al no considerar algunos de los puntos comentados.

El objetivo de este trabajo es tratar de que el lector - tenga presente los aspectos expuestos al Proyectar, Diseñar y - Construir Cimentaciones.



## 2. P R O Y E C T O .

### 2.1 Análisis del Lugar de Apoyo.

#### 2.1.1. Clasificación de Suelos y de Rocas

#### 2.1.2. Exploración y Estudio del Lugar de Apoyo

##### 2.1.2.1. Sondeo y Muestreo

##### 2.1.2.2. Pruebas de Laboratorio y Pruebas "in situ"

##### 2.1.2.3 Interpretación de Resultados.

#### 2.1.3. Análisis de Capacidad de Carga

#### 2.1.4. Análisis de Deformaciones.

### 2.2 Clasificación de Cimentaciones.

#### 2.2.1 Cimentaciones Superficiales.

#### 2.2.2 Cimentaciones Intermedias

#### 2.2.3 Cimentaciones Profundas.

### 2.3 Alternativas de Selección.

## 2.1 Análisis del Lugar de Apoyo.

Analizar el sitio en donde será apoyada una estructura es difícil de hacer, puesto que los componentes de un suelo tienen propiedades muy variables. Estas propiedades varían tanto horizontal como verticalmente y ocasionan en muchos casos que las teorías, idealistas, dejen de cumplirse a tal grado que debemos ajustar las incertidumbres en factores de seguridad convenientes.

Para preparar un proyecto de cimentaciones, es necesario conocer qué materiales están presentes en el sitio de apoyo y qué propiedades poseen; para esto resulta conveniente consultar sobre la geología de la zona en cuestión, pero sobre todo, extraer, examinar y probar muestras representativas del terreno, a fin de darnos una idea del comportamiento probable al cimentar una estructura.

El detalle con que se describe, prueba y valora a un suelo, depende principalmente del tipo de estructura por edificar, de aspectos económicos, y en ocasiones del método de estudio. El suelo debe describirse primero sobre la base de una inspección ocular así como de pruebas sencillas ejecutadas en campo o en el laboratorio especializado, sobre muestras representativas de ese suelo. Con estas muestras, el material puede clasificarse usualmente en uno de varios grupos principales. Después, si es necesario, pueden realizarse pruebas de laboratorio que nos permitan comprobar, además de su clasificación original, sus propiedades -

ingenieriles. Estas propiedades, que más adelante se comentarán, son necesarias de conocer si queremos saber con detalle el comportamiento del suelo de apoyo.

El comportamiento del suelo, está sujeto a dos condiciones, principalmente. Una de ellas es que falle porque no resista la carga impuesta por la obra y la otra es que se deforme tanto que dañe la propia estructura y la adyacente.

La veracidad con que se analice el suelo, dependen los resultados y a su vez nos permiten tomar las medidas necesarias para que la obra sea económica, segura y funcional.

#### 2.1.1. Clasificación de Suelos y de Rocas.

La identificación y clasificación de los productos de la naturaleza, es un procedimiento artificial, porque estos materiales son infinitamente variados y no se prestan para separarlos en diferentes categorías. Este hecho ha determinado que existan varios sistemas de clasificación arbitrarios, cada uno con ciertas ventajas y desventajas para una finalidad determinada. Además, cuando se intenta perfeccionar cualquier sistema, inevitablemente se hace más complicado y finalmente tan enredoso que anula su objeto. Para evitar esta dificultad, es preferible usar sistemas de clasificación relativamente sencillos, con solamente unas cuantas categorías. En la Tabla 2.1. se muestra la manera en que es clasificado el suelo con la simple observación,

o bien, con pruebas manuales sencillas. Al utilizar estos métodos puede incurrirse en la subjetividad, sin embargo, dan una -- buena aproximación del suelo con que se trata.

Generalmente los suelos y en menor grado las rocas, pueden clasificarse en grupos dentro de los cuales las propiedades mecánicas sean semejantes.

La correcta clasificación de los materiales del subsuelo -- es un paso importante para cualquier trabajo de cimentación, por que proporciona los primeros datos sobre las experiencias que pueden anticiparse en la construcción.

#### Suelo.

Un suelo es el producto de la degradación de las rocas. -- Hasta ahora, no ha sido posible elaborar un sistema único de clasificación de suelos, sin embargo, se han ideado sistemas útiles basados en una o dos propiedades características. Es indispensable tener presente que ningún sistema describe adecuadamente al suelo para todos los objetos que persigue la ingeniería.

Desde el punto de vista resistencia, los suelos confían ésta en dos propiedades físicas. Una es la propiedad de "Cohesión", que se considera como la atracción entre partículas. La otra, -- la constituye la "Fricción interna", o sea la fuerza que evita -- que las partículas deslicen libremente unas sobre otras. De --

## (a) Inspección Ocular de Suelos (ASTM).

Componentes del suelo	Tamaño (Milímetros)
Grava	Mayor de 4.75
Arena gruesa	de 4.75 a 2.00
Arena media	de 2.00 a 0.425
Arena fina	de 0.425 a 0.075
Finos (mezclas de limo y arcilla)	Menores de 0.075

## (b) Con pruebas manuales.

Nombre Típico	Resistencia en Estado Seco	Dilatancia	Tenacidad	Tiempo de Sedimentación en la prueba de dispersión.
Limo arenoso	De ninguna a muy baja	Rápida	De débil a baja	De 30 a 60 min.
Limo	De muy baja a baja	Rápida	De débil a baja	De 15 a 60 min.
Limo arcilloso	De baja a media	De rápida a lenta	Media	De 15 min a varias horas.
Arcilla arenosa	De baja a alta	De lenta a ninguna	Media	De 30 seg. a varias horas
Arcilla limosa	De media a alta	De lenta a ninguna	Media	De 15 min. a varias horas
Arcilla	De alta a muy alta	Ninguna	Alta	De varias horas a días
Limo orgánico	De baja a media	Lenta	De débil a baja	De 15 min a varias horas
Arcilla orgánica	De media a muy alta	Ninguna	Alta	De varias horas a días.

Tabla 2.1. Identificación de Suelos.

acuerdo a esta conveniencia, los suelos son clasificados en cohesivos, friccionantes, y una combinación de ambos.

Sistemas basados en la textura. Como el tamaño de las partículas es probablemente la característica más evidente del suelo, es natural que los primeros sistemas de clasificación se hayan basado únicamente en la granulometría.

En las Tablas: 2.2., 2.3. y 2.4., se presentan los sistemas de clasificación más comunes, así como se hace una breve comparación entre ellos en la Tabla 2.5. El inconveniente que se presenta al utilizar sistemas basados en la granulometría es no tomar en cuenta las propiedades del material tal como se encuentran en la naturaleza, y son éstas las propiedades que determinan -- principalmente el comportamiento del suelo.

Por lo tanto, ninguno de los sistemas de clasificación puede servir mas que como un punto de partida para la adecuada descripción de los suelos, en las condiciones en las que se encuentra en el campo. Sin embargo, aún con estas limitaciones, gran parte de la información que se refiere a las características generales de un suelo puede inferirse como consecuencia de una clasificación apropiada dentro de alguno de los sistemas anteriores.

Rocas.

La mayor parte de las rocas intactas tienen resistencias y

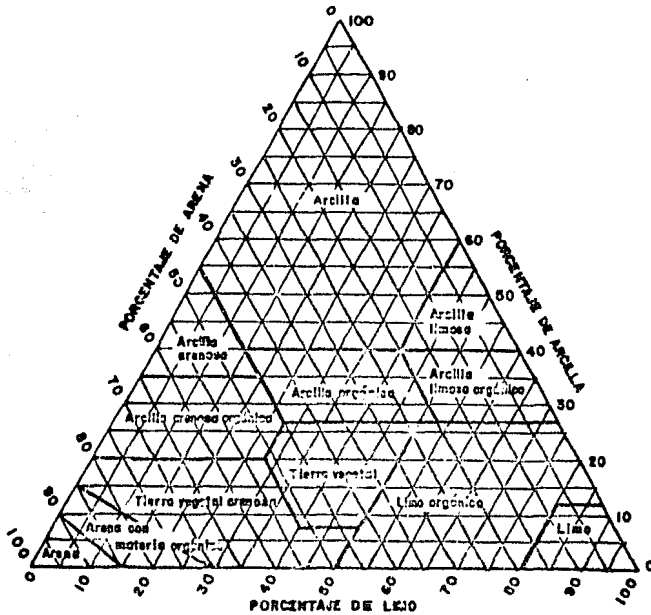


Tabla 2.2 Diagramas para la clasificación granulométrica (U.S. Department of Agriculture.)

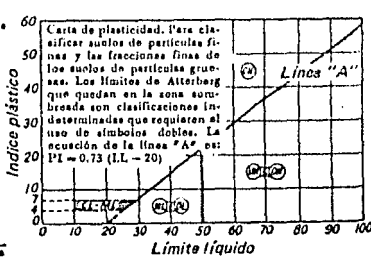
Tabla 2.3 Clasificación de Suelos y de Mezclas de Agregados de Suelos de la American Association of State Highway Officials (AASHO)

Clasificación General	Materiales Granulares (35% o menos pasan por la malla No. 200)				Materiales Limo Arcillosos (Pasan más del 35% la malla No. 200)				
	A-1		A-3	A-2		A-4	A-5	A-6	A-7
Clasificación por grupos	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7		A-7-8
<b>Análisis granulométrico</b> % que pasa No. 10 No. 40 No. 200	80 mín 30 mín	80 mín 25 mín	81 mín 10 mín	35 mín	35 mín	35 mín	35 mín	33 mín	36 mín
<b>Características de la tracción que pasa la malla No. 40.</b> Límite líquido Índice de plasticidad	6 mín		N. P.	40 mín 10 mín	41 mín 10 mín	40 mín 11 mín	41 mín 11 mín	40 mín 10 mín	41 mín 11 mín
Tipos usuales de los materiales componentes importantes	Fragmentos de piedra gruesa y arena		Arena fina	Arena y grava limosas o arcillosas				Suelos limosos	Suelos arcillosos
Clasificación general como subrasante	De excelente a buena				De regular a mala				

N. P. significa no plástico.

Tabla 2.4. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (ASTM).

Divisiones principales	Simbolos del grupo	Nombres típicos	Criterios para la clasificación	
Suelos de Grano Fino 50% o más pasa la malla No. 200	Gravas 50% o más de la fracción gruesa se retiene en la malla No. 4	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena, con poco o nada de finos	$C_u = D_{60}/D_{10}$ Mayor que 4 $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ Entre 1 y 3  No satisfacen ambos criterios para GW  Los límites de Atterberg quedan abajo de la línea "A", o el índice plástico es menor que 4.  Los límites de Atterberg requieren el uso de símbolos dobles "A" y el índice plástico es mayor que 7.  Los límites de Atterberg quedan arriba de la línea "A" y el índice plástico es mayor que 7.
		GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena, con poco o nada de finos	
		GM	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo.	
		GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla	
		SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava, con poco o nada de finos	
Suelos de Grano Fino 50% o más pasa la malla No. 200	Arenas Más del 50% de la fracción gruesa pasa la malla No. 4	SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava, con poco o nada de finos	Los límites de Atterberg quedan arriba de la línea "A", o el índice plástico es mayor que 4.  Los límites de Atterberg requieren el uso de símbolos dobles "A" y el índice plástico es mayor que 7.
		SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo	
		SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla	
		ML	Limos inorgánicos, arenas muy finas, polvo de roca, limos silíceos o arcillas ligeramente plásticas	
		CL	Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas dobles	
Suelos con elevada proporción de materia orgánica	Limos y arcillas Con límite líquido mayor de 50%	OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad	Clasificación según el porcentaje de finos: GW, GP, GM, GC, SW, SP, SC Clasificación indeterminada, que requiere el uso de símbolos dobles
		MH	Limos inorgánicos, limos micáceos o diatomáceos, limos silíceos	
		CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas	
		OH	Arcillas orgánicas de media a alta plasticidad, limos orgánicos de media plasticidad	
		Pt	Turba y otros suelos altamente orgánicos.	





Sistema de clasificación	Tamaño de los granos, mm					
	100	10	0.1	0.01	0.001	0.0001
U.S. Bureau of Soils, 1890-95	Grava		Arena	Limo	Arcilla	
			0.05	0.005		
Alterberg, 1905	Grava	Arena gruesa	Arena fina	Limo	Arcilla	
	2		0.2	0.02	0.002	
MIT, 1931	Grava	Arena		Limo	Arcilla	
	2		0.06		0.002	
U.S. Dept. Agr., 1938	Grava	Arena		Limo	Arcilla	
	2		0.05		0.002	
AASHTO, 1970	Grava	Arena	Limo		Arcilla	Coloides
	75	2	0.075	0.002		0.001
Unificado 1953	Grava	Arena	Finos (limo y arcilla)			
ASTM 1967	75	4.75	0.075			

**Tabla 2.5. Comparación de varios sistemas de clasificación granulométrica.**

rigideces mucho mayores que las exigidas en las cimentaciones ordinarias. La conveniencia de una cimentación sobre roca está regida exclusivamente por las discontinuidades como juntas, planos de sedimentación, zonas de meteorización, fallas, etc.

Debido a las diferencias inherentes en las características que determinan el comportamiento del suelo y de las masas de roca, un sistema de clasificación de rocas para la ingeniería tiene relativamente menos importancia para las cimentaciones que -- cuando los materiales son suelos.

Los atributos principales que deben incluirse en una clasificación son la resistencia y la estructura de la roca.

Clasificando la roca por su estructura, pueden dividirse en cuatro categorías: entrelazadas, cementadas, laminadas y foliadas. Estas rocas atribuyen su nombre de la disposición y homogeneidad de sus partículas que las conforman.

Además de estos atributos basados en la estructura, algunas rocas pueden poseer otras propiedades que deberían incluirse en una descripción para la ingeniería, como la solubilidad y la tendencia a cambiar de volumen cuando quedan expuestas.

Geológicamente las rocas pueden clasificarse también según su origen, en ígneas, sedimentarias y metamórficas. Esta clasificación en sí tiene poco significado para el análisis de cimentaciones.

En términos generales las rocas son duras, fuertes y generalmente confiables para construir sobre ellas, mientras que los suelos son de una naturaleza sin rigidez, factibles de movimiento, ceden cuando se les carga, y son sensibles a influencias externas.

Como normalmente sucede, las cimentaciones en roca son mucho más pequeñas que aquéllas sobre suelos. No obstante, como un punto a favor de los suelos, los mantos rocosos resultan mucho más costosos para la excavación, causando algunas veces retardos y dificultades a la obra.

#### 2.1.2. Exploración y Estudio del Lugar de Apoyo.

La investigación del subsuelo es requisito para el diseño económico de los elementos de una cimentación, así como para obtener suficiente información que permita determinar la factibilidad del proyecto propuesto.

Eliminar la exploración del sitio (el cual usualmente varía del 0.5 al 1.0 por ciento del costo total de la obra) para descubrir, después que la construcción ha empezado, que la cimentación debe ser rediseñada, es ciertamente una economía falsa. Estructuras pequeñas son frecuentemente diseñadas sin exploración y estudio del suelo; sin embargo, la práctica no es recomendada.

Los elementos de la investigación del lugar dependen principalmente del tipo de proyecto, pero generalmente deberán proveer de los siguientes aspectos:

- 1.- Información para determinar el tipo de cimentación requerida.
- 2.- Información que permita conocer sobre la capacidad de carga permisible de los elementos de cimentación.
- 3.- Suficientes muestras y pruebas de laboratorio para predecir asentamientos.
- 4.- Localización del nivel de agua freática (para determinar el proceso de construcción).
- 5.- Identificación de los problemas potenciales (asentamientos, fallas, deslizamientos, etc.) con respecto a la propiedad adyacente.

El propósito de la exploración es determinar la estratificación y las propiedades ingenieriles de los suelos. Las principales propiedades de interés serán; la resistencia, la deformación y las características hidráulicas.

Para lograr el estudio adecuado del suelo, es importante señalar algunos de los pasos que hay que tomar en cuenta en la exploración:

- 1.- "Reunión de toda la información disponible" sobre dimensiones, espaciamiento de columnas, tipo y uso de la estructura, requerimientos principales y cualquier consideración arquitectónica especial de la obra propuesta. Consulta de Códigos de Construcción sobre límites de carga y asentamientos de las estructuras.
  
- 2.- "Reconocimiento del área". Esto puede llevarse a cabo mediante un recorrido al sitio, el cual puede revelar información en el tipo y comportamiento de estructuras vecinas, tales como depresiones, grietas, y posiblemente puertas y ventanas que han perdido su geometría inicial. El tipo de estructuras locales existentes pueden influir en la elección de cimentaciones para el proyecto. Así también, las estructuras existentes deben mantenerse en condición normal, ya que excavaciones o vibraciones en la construcción pueden alterarlas.

El reconocimiento también puede ser consultado y comprobado de varias fuentes de información como mapas geológicos, mapas agrícolas, estudios hidrológicos, reglamentos de construcción, etc.

- 3.- "Investigación preliminar del lugar". En esta fase se pueden hacer unos cuantos sondeos o bien un pozo a cielo abierto, para establecer, de manera general, la estratificación, tipos de suelo que se esperan, y el nivel de agua freática.

4.- "Investigación definitiva del lugar". Los sondeos e información preliminares son utilizados como base para localizar sondeos adicionales. Si el suelo es relativamente uniforme en su estratificación, se harán sondeos de manera espaciada y debajo de los elementos críticos de la cimentación.

#### 2.1.2.1. Sondeo y Muestreo.

La exploración del suelo puede hacerse de dos formas, por medio de herramientas manuales o bien con maquinaria.

El primer método que se ocurrió, fue excavar un pozo con --pico y pala. Una vez excavado, era posible tomar muestras y analizarlas o también realizar pruebas "in situ" que nos dieran las características del suelo en estudio.

Para llevar a cabo sondeos y obtener muestras a grandes profundidades y en cualquier tipo de suelo, es necesario la utilización de equipo especializado en ello.

En la Tabla 2.6. se hace un resumen de los métodos comunes para la exploración, sondeos y muestreo del suelo, así como de sus resultados.

Hemos comentado que las propiedades ingenieriles más importantes del suelo de cimentación, son la resistencia, la compresibilidad y la permeabilidad. Para conocer estas características,

Tabla 2.6. Resumen de Métodos de Exploración de Suelos.

METODO	PROFUNDIDAD	APLICACION	MUESTREO
Geofísico: Sísmico. Eléctrico.	Generalmente me- nos de 35 mts.	Para localizar estratos firmes debajo de materiales suaves. - Con cierto equipo adaptado es posible determinar la densidad y humedad del suelo.	SIN MUESTRAS
Prueba de la veleta (resis- tencia al corte)	Limitada a la resistencia del instrumento.	Resistencia al corte "in situ" de suelos cohesivos no gravos- sos.	
Prueba de Carga	Limitada a las dimensiones de la placa de prue- ba. (2 veces el ancho).	Suelo con espesor de estrato suficiente para absorber la carga real (según el ancho - real) de la obra.	
Perforación Manual (Posteadora, barren- os helicoidales, etc.)	Depende del equi- po y tiempo dis- ponibles. Profun- didad práctica - arriba de 35 m.	Cualquier suelo que sea capaz de mantener las perforaciones sin ademe.	MUESTRAS ALTERADAS
Perforación por rotación, lavado, percusión (pene- tración estándar).	Depende del equi- po, la mayoría - puede perforar - profundidades de 70 mts. o más	Cualquier suelo. Alguna difi- cultad para suelos gravosos. En roca requiere de taladros especiales. Las pruebas de - penetración se utilizan en - conjunto con estos métodos y las muestras son recobradas por cucharas muestreadoras.	
Pozos a cielo abierto	Como se quiera, usualmente menos de 6 mts.	Cualquier suelo. En ocasiones la profundidad estará en fun- ción del área disponible de excavar y del N.A.F.	
Perforación por rotación y percusión (Shelby, Denison)	Depende del equi- po; generalmente 70 mts. o más.	Cualquier suelo. Muestreado- res de tubos de pared delgada o con pistón, permiten reco- brar muestras de los barrenos hechos por el avance de estos métodos. Muestras con diáme- tros de 5 a 10 cm.	MUESTRAS INALTERADAS
Pozos a cielo abierto.	Menos de 6 mts.	Muestras labradas a mano. Del cuidado de labrado y manejo de la muestra dependerá el - grado de alteración.	

es necesario obtener muestras representantes del subsuelo (de cada estrato que pueda intervenir en el comportamiento), de tal forma que al hacer las pruebas en ellas, sus resultados se apeguen lo máximo posible a la realidad.

En cuanto al número de sondeos que se requieren, no se ha definido ningún criterio que dé directamente cuántos, ciertamente, cualquier proyecto deberá tener un mínimo de tres sondeos -- cuando su superficie y estratificación sean regulares. Cuando el lugar es irregular, es preferible realizar cinco sondeos; esto permite esencialmente un sondeo en cada esquina y uno en el centro del terreno de cimentación.

Cuatro o cinco sondeos son suficientes para determinar si el suelo es errático, es decir, que su estratificación varíe en unos cuantos metros.

En ocasiones, se necesitan sondeos adicionales para delinear zonas de relleno, cavernas, y otras áreas que puedan influir en el diseño, así como de algún proceso constructivo especial. Todo esto podrá evitar un trabajo excesivo en la cimentación, -- sobrecostos, daños a la propiedad vecina, etc.

La profundidad de los sondeos será hasta que la influencia de carga de la estructura edificada sea despreciable. La profundidad de esta influencia es comúnmente tomada como la profundidad donde, de un análisis del bulbo de presiones de Boussineq, -



indica que el incremento de presiones debido a la carga de cimentación es del orden del 5 al 10 por ciento de la carga de contacto. Esto se traduce a una profundidad de aproximadamente dos a tres veces el ancho de cimentación.

Cuando el ancho de la cimentación no es conocido (puesto -- que de los estudios se determina el tipo de cimentación conve---niente), una alternativa es usar dos veces el lado más corto de la edificación.

Frecuentemente esto no puede resultar práctico, puesto que un almacén de un piso, puede ser bastante ancho pero la profundi---dad de los sondeos de 6 a 15 mts. resulten completamente adecuados. Lo opuesto sería tener un edificio de 10 pisos y 20 mts. - de ancho, y ser necesario sondear hasta el manto competente, el cual podría encontrarse hasta 50 mts. o más de profundidad.

Uno debe balancear el costo de una inadecuada exploración - con el diseño de la cimentación y contra el posible daño que -- ocasionaría al medio en el que se encuentra.

#### 2.1.2.2. Pruebas de Laboratorio y Pruebas "in situ".

Para llegar a conocer las propiedades ingenieriles de un -- suelo y por tanto su comportamiento, es necesario hacer pruebas sobre muestras que representen el estado natural y que al apli--carse el peso de una obra sufre modificaciones con determinadas características.

La capacidad de carga y la deformación del sitio de apoyo son características de conocer en todo proyecto de cimentación. Para estimar su magnitud y rapidez debemos simular un sistema estructura-suelo, y es por medio de los aparatos de laboratorio o bien de instrumentos de campo que podemos lograrlo.

Las pruebas en el laboratorio y en el campo tienen pues, -- como objetivo principal representar el comportamiento posible del suelo. Las pruebas de laboratorio nos proporcionan las propiedades aisladas de un suelo, que al aplicarlas en una expresión matemática, nos indican las posibles variantes que tiene el suelo en estudio. En cambio, las pruebas "in situ", nos dan una idea un poco más directa de las condiciones del terreno.

Existen una gran cantidad de pruebas, todas ellas con características específicas que tratan de englobar, cada una, el comportamiento aproximado del suelo. La descripción y clasificación de estas pruebas salen del alcance de este trabajo.

#### 2.1.2.3. Interpretación de Resultados.

Una vez que se han hecho las pruebas necesarias, los resultados que se obtienen deberán ser aplicados e interpretados de manera que expliquen el posible comportamiento del suelo o roca.

De las teorías que existen surgen como síntesis de ellas, -- expresiones matemáticas, que en función de ciertos parámetros -- nos indican, con cierta aproximación, la manera de actuar del suelo.

Determinar estos parámetros por sí solos, indican muy poco, pero si a todos ellos los conjuntamos en una teoría nos conducen al conocimiento del suelo. Sin embargo, los ingenieros con gran experiencia al ver alguna de las propiedades, pueden dar una idea del comportamiento que ocurrirá. No sólo la experiencia sino la imaginación y el sentido común, juegan un papel muy importante para poder explicar la naturaleza.

Resulta también conveniente comentar que, de las teorías, lo importante es conocer sus hipótesis, es decir, las suposiciones e ideales en que se basan y dan la explicación de los fenómenos, por lo que, cuando se conoce preliminarmente a un suelo y queremos estudiar su comportamiento, lo primero por hacer es comparar las condiciones que se tienen en las teorías con las existentes y aplicar la que resulte más conveniente. No por ello debemos estancarnos con las que existen, sino que con esa retroalimentación práctica-teoría, depurar las que tenemos y, descubrir unas nuevas que den mayor aproximación al comportamiento de la naturaleza.

### 2.1.3. Análisis de la Capacidad de Carga.

La capacidad de carga es la máxima carga que puede aplicarse al terreno de cimentación sin producir falla. Teniendo en cuenta que la falla puede ser por rotura del suelo o por deformación excesiva del mismo.

La falla por rotura ocurre cuando por la carga de edificación es sobrepasada la resistencia al esfuerzo cortante y la estructura gira colapsándose. En cambio, cuando el suelo sufre de formaciones sin romperse, pero a tal grado que la estructura - - pierde su funcionalidad, estaremos en el caso de falla por deformación excesiva.

Para llegar a cuantificar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos es necesario conocer las propiedades del terreno y/o realizar pruebas "in situ". Hemos comentado anteriormente, que los suelos están regidos en su resistencia por dos características fundamentales, la cohesión y la fricción interna. La ley de variaciones del esfuerzo cortante de los suelos, entonces incluirá estas propiedades:

$$S = C + \bar{T} \text{ Tan } \emptyset \quad \dots(e.1.)$$

En donde:

S = Resistencia al esfuerzo cortante

C = Cohesión

$\bar{T}$  = Presión normal efectiva

$\emptyset$  = Angulo de fricción interna del material

El manejo adecuado de esta expresión, nos permite valorar el comportamiento del suelo al esfuerzo cortante.

De las pruebas de laboratorio y campo es posible determinar tanto la cohesión como el ángulo de fricción interna de los suelos.

Para el análisis de capacidad de carga del suelo es necesario considerar las siguientes características básicas.

- 1.- Estratigrafía y propiedades del subsuelo hasta las profundidades afectadas por la cimentación.
- 2.- Parámetros de resistencia al esfuerzo cortante del suelo,  $c$ , y  $\phi$ .
- 3.- Peso volumétrico natural.
- 4.- Posición del nivel de agua freática.

Todas ellas necesarias, puesto que la ecuación fundamental para el cálculo de la capacidad de carga, resulta ser:

$$q_u = C N_c + F_1 D_f N_q + 1/2 F_2 B N_f \quad \dots (e. 2.)$$

donde:

$q_u$  = Capacidad de carga última

$C$  = Cohesión del suelo

$F_1, F_2$  = Peso volumétrico del suelo, por arriba y por abajo del nivel de apoyo de la cimentación, respectivamente.

$D_f$  = Profundidad de Apoyo

$B$  = Ancho del Cimiento.

$N_c, N_q, N_f$  = Factores de capacidad de carga, adimensionales que dependen del ángulo de fricción interna del suelo y de su comportamiento bajo carga.

Esta ecuación es propuesta por el Dr. K. Terzaghi, quien trabajando en un mecanismo de falla (figura 2.1), con las fuerzas que intervienen en el equilibrio, concluyó que:

$q_u = \text{Componente cohesivo} + \text{Componente de confinamiento} +$   
 $\text{Componente fricciónante.}$

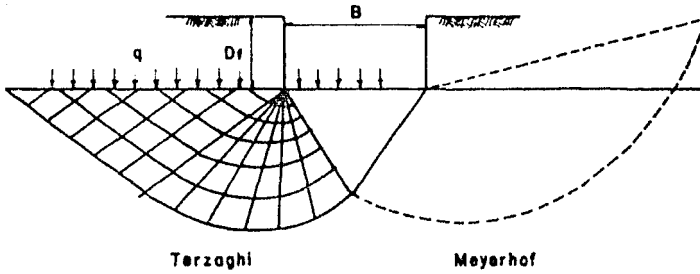
La cual resulta ser la expresión cualitativa de la ecuación (e.2.).

De esta teoría han surgido otras semejantes pero lo importante es señalar que ellas resultan ser modificaciones, cada una de las cuales se aplica a un caso especial, en que las características del suelo son similares. En la tabla 2.7. se -- presentan algunas de estas variantes con las características -- propias, así como de los autores que las proponen.

Hasta ahora se ha comentado sobre la capacidad de carga en suelos, pero las rocas también tienen importancia para resistir la carga de cimentación sin que se produzca la falla.

El enfoque para la determinación de la capacidad de carga en las rocas, no está principalmente en encontrar las propiedades mecánicas intrínsecas del material sino en los detalles -- geológicos del macizo completo.

Según esto, es más importante determinar las condiciones de fracturamiento, alteración, fisuramiento, etc., de la roca.



**Figura 2.1. Mecanismo de falla.  
Capacidad de carga.**

Tipo de Suelo	Teoría	Comentarios
Cohesivo - Friccionante (Limo arenoso, arcillo arenoso, arenolimoso, arenoarcilloso).	K. Terzaghi $q_u = CN_c + F_1 D_f N_q + 1/2 F_2 B N_f$	Suelo que exhibe la capacidad de carga más alta, sin embargo habrá que confirmar la conservación de la cohesión, bajo cambios eventuales en la cimentación (función del tiempo o cambios del nivel de aguas freáticas).
Cohesivo (Arcillas, arcillas limoplásticas)	Skempton $q_u = CN_c + FD_f$	$N_q$ , implícitamente vale 1 y $N_c$ es función del ancho, profundidad y forma de la cimentación. El término $FD_f$ sólo debe tomarse en cuenta cuando la cimentación es hueca.
	K. Terzaghi $q_u = CN_c + F_1 D_f N_q$ $N_c = 5.7$ $N_q = 1.0$	Ya están restringidos los valores de $N_c$ y $N_q$ , para $\phi = 0$ .
	Meyerhof: $q_u = CN_{cq}$	También para cimentaciones en taludes o cerca de ellos. $N_{cq}$ , es función del talud; inclinación y relación distancia del talud entre ancho del cimiento.
Friccionantes (Arenas, gravas).	K. Terzaghi $q_u = F_1 D_f N_q + 1/2 F_2 B N_f$	El cambio del nivel de agua freática, afecta a $q_u$ debido a que $F_1$ , y $F_2$ se toman como sumergidos cuando aumenta.
	Meyerhof $q_u = 1/2 F B N_{fq}$	Para cimientos en taludes o cerca de ellos, $N_{fq}$ es función de $dist/B$ e inclinación del talud.
<p>La teoría de Terzaghi es recomendable para toda clase de cimentaciones superficiales en cualquier suelo.</p> <p>La teoría de Skempton es apropiada para cimientos en suelo cohesivo, sean superficiales o profundas (cilindros y pilotes).</p> <p>Puede usarse la teoría de Meyerhof para determinar la capacidad de carga de cimientos profundos en suelos friccionantes.</p>		

Tabla 2.7. Teorías de Capacidad de Carga.



También es importante conocer su perfil geológico general que permita decidir sobre la existencia de cavernas, huecos, fallas, grietas, y en general discontinuidades que puedan provocar concentraciones de esfuerzo y fallas de la roca.

En ocasiones una exploración correcta del sitio donde se desea desplantar una obra, permitirá confirmar si el apoyo se hará en roca sana o es un simple fragmento de roca en el que se pretende cimentar.

Excepto el caso de rocas pizarras, calizas, areniscas, lutitas y volcánicas, la resistencia de la roca sana es tan buena o más que la del concreto.

En la Tabla 2.8 se da una idea general del orden de magnitud de la resistencia de compresión simple de algunas rocas.

La capacidad de carga de la que hemos venido haciendo referencia, es la capacidad última ( $q_u$ ) y es aquella que resiste un suelo antes de romperse. Sin embargo, nuestro diseño de cimentación no lo haremos para que suceda la falla (por resistencia al corte y/o por deformación excesiva), sino que debemos valorar esa capacidad de tal forma que el suelo se comporte adecuadamente, es decir, que no sobrepase su resistencia al corte y/o no se deforme tanto que altere la obra en cuestión. Es por ello que a esta capacidad de carga última se disminuye dividiéndola entre un factor mayor de la unidad. Lo que - - -

Tipo de Roca	Resistencia en Compresión Simple (Kg/cm <sup>2</sup> ).
Basalto	De 1,800 a 2,800
Granito	De 700 a 1,800
Esquisto	De 350 a 1,000
Caliza	De 350 a 1,000
Arenisca	De 170 a 700
Pizarra	De 70 a 350
Concreto	De 140 a 420

Tabla 2.8 Resistencia a la compresión simple de algunas rocas. ,

comúnmente se conoce como factor de seguridad, y la magnitud - de éste contempla las incertidumbres acumuladas durante todo - el proceso de cálculo, por ejemplo en la determinación de las propiedades mecánicas del suelo, en la aplicabilidad de las -- teorías, en las cargas reales que actuarán en la cimentación, en el procedimiento constructivo, etc. Es usual emplear un va lor de 3.

Por último, comentaremos que la capacidad de carga puede llegar a determinarse por Códigos de Construcción. En ellos - se dan además, recomendaciones generales para el cálculo de ca pacidad de carga en suelos cuyo comportamiento ha sido observado y sancionado por la experiencia.

Los valores que proporcionan estos cálculos resultan ser conservadores y pueden aplicarse al caso de obras en las que - no se justifique, económicamente, hacer un estudio especial. - Sin embargo, resulta peligroso si sus resultados se extrapolan en zonas que no quedan cubiertas por el Código. El buen juicio del ingeniero indicará la manera de actuar en estos casos.

#### 2.1.4. Análisis de Deformaciones.

La cimentación de una estructura, como todas las partes - de ésta, debe ser estable y económica. La cimentación es esta ble, cuando cumple con los siguientes requisitos:

- Segura contra fallas de resistencia al corte.
- Sin deformaciones, asentamientos o emersiones, superiores a los admisibles por la estructura y obra adyacentes.
- Protección contra los agentes externos (intemperización - del cimiento).

La mayoría de las fallas de cimentaciones se deben a asentamientos excesivos que son intolerables por la estructura que soportan. Son menos frecuentes las fallas por resistencia al corte del subsuelo, ya que para llenar este requisito usualmente se aplican márgenes de seguridad amplios.

Las principales causas de deformación de estructuras son -- las siguientes:

- Peso propio de la obra.
- Recompresión al volver a cargar un terreno expandido.
- Saturación del terreno, causando colapso o expansión.
- Sismo y vibración, que provoca licuación o densificación.
- Fallas de techo de cavernas o minas.
- Contracción de arcillas por secado.
- Falta o pérdida de apoyo lateral.
- Erosión del subsuelo: socavación y tubificación.
- Extracción del agua del subsuelo: bombeo profundo de - - acuíferos o en construcciones cercanas.
- Asentamiento de construcciones o sobrecargas vecinas.

- Acción química y degradación de materia orgánica.
- Remoldeo de arcillas.
- Hundimiento regional.

Es frecuente que el mal comportamiento de una estructura sea debido a dos o más causas.

La suficiente información del subsuelo, el comportamiento de estructuras semejantes y, principalmente, el criterio y experiencia del ingeniero son aspectos importantes que hacen que el cálculo de la magnitud de la deformación sea con buena aproximación. Una de las medidas aplicadas, para evitar asentamientos, es el uso de cimentaciones de tipo profundo, lo que reduce el número de causas probables, aunque no las elimina del todo.

Los asentamientos son difíciles de estimar. Este asentamiento es inducido por esfuerzos que provocan que las partículas que componen la estructura del suelo, rueden y se deslicen entre sí.

Toda masa de suelo al someterla a un incremento de carga se comprime y deforma, pudiendo ocurrir la deformación a corto o a largo plazo, o bien, bajo ambas condiciones.

La deformación a corto plazo es de tipo elástico y se presenta inmediatamente después de aplicar la carga. Se le denomina deformación o asentamiento elástico inmediato.

La deformación a largo plazo es debida a la acción de cargas - de larga duración que producen la consolidación del terreno de cimentación, distinguiéndose dos componentes: consolidación - primaria y consolidación secundaria. La consolidación prima-- ria ocurre en suelos finos plásticos, de baja permeabilidad, - en los que el tiempo que tarda para producirse es función del tiempo de expulsión del agua que los satura.

La consolidación secundaria se presenta en algunos suelos (principalmente arcillas muy compresibles, suelos altamente -- orgánicos, micáceos, etc.) que después de sufrir el proceso de consolidación primaria, continúan deformándose en forma similar al comportamiento de un cuerpo viscoso.

Cuando el terreno es descargado las deformaciones serán - ascendentes, denominándose, expansiones a corto y a largo pla-- zo.

Con lo expuesto hasta aquí, se concluye como expresión -- general del asentamiento debido al peso aplicado de una estruc-- tura:

$$AH_t = AH_e + AH_p + AH_s$$

donde:

$AH_t$  = Asentamiento total

$AH_e$  = Asentamiento elástico o expansión

$AH_p$  = Asentamiento por consolidación primaria

$AH_s$  = Asentamiento por consolidación secundaria.

Dependiendo del tipo y características del suelo, uno o dos de estos asentamientos es más importante que los restantes. Así, en arenas, gravas y boleas, el asentamiento elástico es preponderante.

$$\Delta H_t = \Delta H_e$$

En suelos arcillosos inorgánicos saturados, la componente más importante es la consolidación primaria, siguiendo la deformación elástica, pero esta última suele no tomarse en cuenta por ser despreciable comparada con aquella:

$$\Delta H_t = \Delta H_p + \Delta H_e \doteq \Delta H_p$$

En suelos tales como arcilla muy blanda, orgánicos, micáceos y turba, las tres deformaciones son importantes, pero usualmente la elástica es menor y se desprecia, por lo que:

$$\Delta H_t = \Delta H_p + \Delta H_s$$

A partir de teorías simplificatorias y aproximadas, apoyadas en pruebas de laboratorio, los tres tipos de asentamientos pueden valuarse aproximadamente en algunos suelos. Sin embargo, en las rocas es utópico, pues no es posible trabajar -- con muestras suficientemente grandes que representen su estructura secundaria o defectos geológicos, por esta razón, una evaluación racional debe apoyarse en pruebas realizadas "in situ".

En la Tabla 2.9., se menciona la manera de valuar, cada uno de estos componentes para un suelo, así como puntos importantes que deben tomarse en cuenta para estimar este análisis.

ASENTAMIENTO	COMENTARIOS
$\Delta H_e = \frac{WB(1-U^2)}{E} I_f$ <p> <math>\Delta H_e</math> - Deformación Elástica  W - Carga uniformemente repartida.  B - Ancho del Cimiento  U - Relación de Poisson  E - Módulo elástico  <math>I_f</math> - Valor de influencia o factor de forma </p>	<p>El problema principal de esta expresión es determinar satisfactoriamente los valores de E y U. "E" es función de la presión de confinamiento en el suelo, contenido de agua, etc. Sus valores tienen un amplio rango y pueden estimarse por las curvas - esfuerzo-deformación axial, de pruebas de compresión, en pruebas de placa "in situ", o con correlaciones (función de su resistencia al corte o número de golpes en la Penetración Estándar.)</p> <p>"U" tiene un rango de variación de 0.2 a 0.5 teniendo poca influencia en el cálculo (aprox.20% de error).</p>
$\Delta H_p = \frac{A_e}{1+e_0} H$ <p> <math>\Delta H_p</math> - Asentamiento por Consolidación primaria.  <math>A_e</math> - Variación de la relación de vacíos  H - Espesor del estrato  <math>e_0</math> - Relación de vacíos inicial. </p>	<p>Por medio de pruebas de consolidación en el laboratorio se determina la curva de compresibilidad - - - (<math>e - \log \bar{p}</math>), útil para el cálculo de <math>e_0</math> y <math>A_e</math>. Si el suelo está formado por varios estratos compresibles - el asentamiento total será igual a la suma de cada uno.</p>
$\Delta H_s = H C_d \text{ Log } \frac{t_1 + A_t}{t_1}$ <p> <math>\Delta H_s</math> - Asentamiento secundario.  H - Espesor del estrato  <math>C_d</math> - Coeficiente de consolidación secundaria.  <math>t_1</math> - Tiempo requerido para la consolidación primaria  <math>A_t</math> - Tiempo que cumple con la supuesta vida útil de la obra. </p>	<p>Este asentamiento es difícil de estimar. Los parámetros que incluyen la expresión pueden valuarse de la curva de consolidación (asent-tiempo), obtenida de pruebas de laboratorio.</p>

Tabla 2.9. Deformación del Suelo.



TIPO DE SUELO	
Arcilla:	
Muy suave	20 - 120
Suave	60 - 240
Media	150 - 480
Dura	480 - 970
Arenosa	240 - 2440
Loess	140 - 580
Arena:	
Limosa	70 - 120
Suelta	95 - 240
Densa	480 - 830
Arena y grava:	
Suelta	480 - 1460
Densa	970 - 1950
Limo	20 - 190

TIPO DE SUELO	
Arcilla saturada	0.4 - 0.5
Arcilla no saturada	0.1 - 0.3
Arcilla Arenosa	0.2 - 0.3
Limo	0.3 - 0.35
Arena densa:	0.2 - 0.4
gruesa	0.15
fina	0.25
Roca	0.1 - 0.4
Loess	0.1 - 0.3
Concreto	0.15

Tabla 2.9.2. Valores típicos de la relación de Poisson.

Tabla 2.9.1. Valores del módulo<sub>2</sub> de elasticidad de suelos (Kg/cm<sup>2</sup>).

FORMA DE CIMIENTO	Cimentación Flexible			Cimentación Rígida
	Centro	Esquina	Medio	
Circular	1.00	0.64	0.85	0.88
Cuadrada	1.12	0.56	0.95	0.82
Rectangular				
L/B = 1.5	1.36	0.68	1.15	1.06
2.0	1.53	0.77	1.30	1.20
5.0	2.10	1.05	1.83	1.70
10.0	2.54	1.27	2.25	2.10
100.0	4.01	2.00	3.69	3.40

Tabla 2.9.3. Factor de Influencia If.

Los pasos a seguir en el cálculo de deformaciones, en términos generales, son los siguientes:

- Elección del tipo de cimentación
- Cálculo de capacidad de carga admisible
- Cálculo de presiones o descargas sobre el suelo.
- Análisis del subsuelo por estratos o capas de iguales propiedades.
- Cálculo de la deformación total o expansión.
- Correcciones al asentamiento (por rigidez de la estructura y grado de consolidación del suelo).
- Comparación de la deformación total y diferencial con las admisibles por la estructura.

Con respecto a este último punto, en la Tabla 2.10. se detallan los asentamientos admisibles en las estructuras más comunes.

TABLA 2.10 LIMITES PARA MOVIMIENTOS Y DEFORMACIONES ORIGINADOS EN LA CIMENTACION.

a) <u>Movimientos verticales (hundimiento o emersión)</u>		
<u>Concepto</u>		<u>Límite</u>
Valor medio en el predio		30 cm.
Velocidad del componente diferido		1 cm./semana
b) <u>Inclinación media</u>		
<u>Tipo de daño</u>	<u>Límite</u>	<u>Observaciones</u>
Inclinación visible	100/(100+3h) por ciento	h = altura de la construcción, en m.
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal.
c) <u>Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas.</u>		
<u>Tipo de estructura o elemento</u>	<u>Variables que se limita</u>	<u>Límite</u>
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro.	0.006
Marcos de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro.	0.004
Muros de carga de ladrillo recocido o bloque de cemento.	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro.	0.002
Muros con acabados -- muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc.	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.001 Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar los acabados o estos se encuentran desligados de los muros.
Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas.	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro.	0.004
Tuberías de concreto con juntas	Cambio de pendiente en las juntas	0.015

## 2.2. Clasificación de Cimentaciones.

El ingeniero debe planear, diseñar y construir cimentaciones de tal forma que no se rompan ni se deformen excesivamente.

Si las cimentaciones se realizan prácticamente en la superficie del terreno, se denominan cimentaciones superficiales, pero si los estratos superficiales no tienen suficiente calidad y es necesario apoyarse más abajo, las cimentaciones serán profundas.

No existe un criterio único para separar las cimentaciones superficiales de las profundas, sin embargo es aceptado, generalmente, que cuando la relación entre profundidad y el ancho del cimiento es mayor de 4, se tienen cimientos profundos.

Con criterio simplista puede decirse que las cimentaciones se clasifican en Superficiales y Profundas. Al primer grupo pertenecen las zapatas aisladas y corridas, y las losas planas o rigidizadas con contratrabes. Los cimientos profundos por su parte pueden subdividirse a su vez en las que son piloteadas y las que no lo son.

Las cimentaciones por cajones pertenecen a los dos grupos, ya que son superficiales atendiendo a su relación. Profundidad/Ancho y al método de cálculo para valuar su capacidad de carga, pero son profundas desde un punto de vista procedimiento constructivo, en este trabajo las denominaremos como cimentaciones intermedias.

Existen también combinaciones de cimentación para una misma estructura, como la de cajón parcialmente compensado y pilotes de fricción.

### 2.2.1. Cimentaciones Superficiales.

#### Zapatas aisladas.

En general son de planta cuadrada, pero en la proximidad de los linderos del terreno suelen hacerse rectangulares. Pueden construirse de mampostería o bien cuando las solicitaciones de la obra provocan flexiones, se hacen de concreto reforzado.

Normalmente se les utiliza como cimientos de columnas o de maquinaria pesada. Su área de apoyo estará en función de la descarga de la estructura y la capacidad de carga del suelo.

En este tipo de cimientos deberá tenerse especial atención a los asentamientos diferenciales de tal forma que no dañen la estructura que se apoya en él.

#### Zapatas corridas.

Se trata de un tipo de cimiento que se desarrolla linealmente a una profundidad y con una anchura que depende del tipo de suelo en donde se apoya.

Se utiliza primordialmente para transmitir adecuadamente cargas proporcionadas por muros. Estas cimentaciones no son aconsejables cuando el suelo es muy blando.

Cuando la carga que transmite la estructura, es soportada por zapatas, pero éstas cubren un área igual o mayor que el 50% del área total, resulta más conveniente utilizar una losa de cimentación.

#### Losas de Cimentación.

Consiste en soportar todo el edificio sobre una losa extendida en una superficie tal que tomando la carga total que dé la estructura y dividiéndola por ella no solicite al suelo bajo un esfuerzo mayor que el de su capacidad de carga admisible.

Este tipo de cimiento usualmente reduce los hundimientos diferenciales que perjudican notablemente las estructuras. Para este efecto de deformación del suelo, las losas pueden llevar también traveses de tal forma que la rigidizan y disminuyen los hundimientos.

Aparentemente, es mejor tener mayor área de distribución para que menor sea el esfuerzo generado, pero no hay que olvidar que si aumentamos el ancho del cimiento, aumentará también la profundidad de influencia de carga en el suelo, es decir, si este suelo es bastante compresible, los hundimientos, aparentemente, serán mayores. Por lo tanto deberán equilibrarse estos dos fenómenos, de presión y de deformación en el sitio de apoyo.

### 2.2.2. Cimentaciones intermedias.

#### Cajones de cimentación.

Cuando el peso de una estructura es tan grande que no es suficiente la capacidad del suelo para sufrir deformaciones tolerables, se intenta compensar el peso de la obra con material de suelo extraído.

Cuando el peso de la estructura es igual al peso del suelo desalojado se dice que el cajón tiene compensación total. Si el peso del suelo excavado es menor que el del edificio, se tiene compensación parcial y finalmente lo inverso provoca sobrecompensación.

La profundidad de excavación para alcanzar una cierta compensación suele calcularse tomando en cuenta exclusivamente el peso volumétrico del suelo, y la presión de contacto transmitida por el inmueble. Sin embargo, conviene distinguir la compensación que proviene del suelo en sí, y la del agua que comúnmente se denomina flotación.

### 2.2.3. Cimentaciones Profundas.

Los cimientos a fin de distribuir la carga, pueden extenderse horizontalmente, pero también pueden desarrollarse verticalmente hasta alcanzar estratos capaces de soportarla.

Los cimientos profundos son aquellos que pueden construirse:

- Con pilotes.
- Con pilas.
- Con cilindros
- Con cajones profundos.

#### Pilotes.

Los pilotes pueden ser prefabricados o formados en el lugar, teniendo diámetros menores o iguales a 60 cms.

Atendiendo a su funcionamiento pueden ser de fricción, de punta o mixtos, principalmente.

En relación al material de fabricación pueden ser de madera, concreto reforzado (o pre-esforzado) en secciones circulares, ochavados, cuadrados, triangulares o hache, o de acero, en secciones "H" o "I", los cuales son hincados, empujados, chiflonados o alguna combinación de estos métodos.

#### Pilas y Cilindros.

Las pilas se forman en el lugar con secciones transversales circulares cuyo diámetro es mayor de 60cms., siendo macizas.

Cuando no hay agua freática o bien el flujo de agua en el suelo es pequeño, es el método más económico de cimentación profunda.



Pueden transmitir cargas concentradas procedentes de la estructura y mediante procedimientos sencillos pueden ampliar su base.

Los cilindros son estructuras de cimentación con sección transversal circular, y al igual que los cajones profundos, son elementos huecos, para ahorrar material y compensar el peso que soportan. Generalmente es usual emplearlos en puentes con grandes claros y concentraciones elevadas de carga.

Cualquier estructura utilizada para sostener un suelo o una masa similar como granos, carbón o minerales, en una forma geométrica diferente a la natural bajo la influencia de la gravedad, es una estructura de retención. Cualquier cimentación no clasificada como superficial, intermedia, profunda o estructura de retención, puede ser considerada como una cimentación especial.

En el tema respectivo a "Construcción" trataremos con más detalle los tipos de cimientos más comunes, por ahora sólo se hizo una breve introducción con el objeto de identificarlos de manera general.

### 2.3 Alternativas de Selección.

El tipo de cimentación más adecuado para una estructura determinada, depende de varios factores como su función, las --

cargas que debe soportar, las condiciones del subsuelo y el costo de la cimentación comparado con el costo de la estructura. - Puede ser que sea necesario tener otras consideraciones, pero - las anteriores son las principales. Debido a las relaciones -- existentes entre estos varios factores, usualmente pueden obte- nerse varias soluciones aceptables para cada problema de cimen- tación. Cuando diferentes ingenieros con su gran experiencia - se ven en una situación dada, pueden llegar a conclusiones algo diferentes. Es difícil poder lograr un procedimiento científí- co para el proyecto de cimentaciones.

Cuando un ingeniero experimentado comienza a estudiar una obra nueva, casi instintivamente desecha los tipos más inadecua- dos de cimentación y se concentra en los más prometedores. Cuan- do su elección se ha reducido a unas cuantas alternativas que - se adaptan bien a las condiciones del subsuelo y a la función - de la estructura, estudia la economía relativa de estas selec- ciones, antes de tomar la decisión final.

Los ingenieros con menos experiencia pueden seguir un procedimiento semejante, sin peligro de cometer errores serios, si aprovechan los resultados de los estudios científicos y el tra- bajo experimental de otros. Sin embargo, para que sea útil es- ta información debe estar organizada lógicamente.

Al elegir el tipo de cimentación, el ingeniero debe dar - los siguientes pasos sucesivos:

1. Obtener información de la naturaleza de la estructura y de las cargas que se van a transmitir a la cimentación.

La selección de las cargas en las que debe basarse el proyecto de una cimentación, influye no solamente en la economía, sino también, algunas veces, hasta en el tipo de cemento. Además, las mismas condiciones del subsuelo tienen influencia en las cargas que deberían haberse considerado.

Cada unidad de cimentación debe ser capaz de soportar, con un margen de seguridad razonable, la carga máxima a la que vaya estar sujeta, aún cuando esta carga pueda actuar sólo brevemente o una vez en la vida de la estructura. Si una sobrecarga o una mala interpretación de las condiciones del suelo hubieran de tener como consecuencia simplemente un aumento excesivo de los asentamientos, pero no a una falla catastrófica, pudiera justificarse un factor de seguridad más pequeño, -- que si dicha falla pudiera producirse.

Frecuentemente se especifican en los reglamentos de -- construcción las cargas máximas y las presiones correspondientes en el suelo; estos requisitos son restricciones legales al proyecto que deben satisfacerse. El ingeniero debe asegurarse por sí mismo que la estructura es segura, aunque satisfaga el reglamento.

2. Determinar las condiciones del subsuelo.
3. Considerar cada uno de los tipos acostumbrados de cimentación, para juzgar si pueden construirse en las condiciones prevalecientes; si serían capaces de soportar las cargas necesarias, y si pudiera experimentar asientos perjudiciales. En esta etapa preliminar se eliminan los tipos evidentemente inadecuados.
4. Hacer estudios detallados y aún anteproyectos de las alternativas prometedoras..

Para hacer estos estudios puede ser necesario tener información adicional con respecto a las cargas y condiciones del subsuelo, y generalmente, deberán extenderse lo suficiente para determinar el tamaño aproximado de los cimientos. También puede ser necesario hacer estimaciones más refinadas de los asentamientos, para predecir el comportamiento de la estructura, y por último,

5. Preparar una estimación del costo de cada alternativa viable de cimentación y elegir el tipo que represente la transacción más aceptable entre el funcionamiento y el costo.

3. DISEÑO ESTRUCTURAL.

3.1. Cimentaciones superficiales.

3.2. Cimentaciones intermedias.

3.3. Cimentaciones profundas.

El diseño estructural de una cimentación es una etapa importante para lograr el comportamiento adecuado de una obra de edificación.

Cuando se ha determinado, de acuerdo a las condiciones del subsuelo, el tipo de cimiento más conveniente, procederemos a conocer su probable comportamiento estructural debido a la magnitud y distribución de las descargas de la estructura.

Generalmente, el análisis y diseño estructural del cimiento se realizan por separado de la estructura en sí de la obra, para simplificar un tanto el trabajo que implica hacer lo contrario. Es imprescindible conocer las características de las descargas de la estructura y de, por lo menos, la capacidad de esfuerzo del suelo.

En la actualidad es factible realizar un análisis conjunto cimentación-estructura, siempre y cuando se conozcan con detalle las características del subsuelo, de los estratos que se verán afectados por la obra en cuestión, además de contar con un aparato computador.

Las teorías desarrolladas para analizar la interacción suelo-estructura, se pueden llevar a cabo fácilmente con la ayuda de la computación. Sin embargo, como cualquier otra metodología, existen desventajas al utilizarla, la principal de ellas es

el factor economía. Como anteriormente se anotó, es necesario - conocer en detalle el suelo de apoyo, lo que implica obtener y - probar muestras en el laboratorio de suelos, y además contar con la máquina computadora y programas adecuados para el cálculo de la interacción suelo-estructura. Otra opción es omitir la compu tadora, sin embargo, los cálculos resultan tan laboriosos que im plica dedicar mayor atención a ello. Todo esto, lleva a elevar los costos, relativamente, en la edificación de la obra. Y se - dice relativamente porque por una parte se hacen gastos para el estudio del suelo y el análisis de interacción suelo-estructura, pero por la otra, se determina con mayor aproximación el compor- tamiento de nuestra obra y esto puede concluir con ahorros de -- materiales de construcción y en la seguridad de nuestro sistema.

La forma de optimizar los factores economía, seguridad y - funcionalidad, darán la pauta para tomar la decisión final en el análisis y diseño de nuestra cimentación.

### 3.1 Cimentaciones Superficiales.

El elemento más sencillo de cimentación es la zapata, que consiste en una ampliación de la base de las columnas o muros pa- ra transmitir la carga al suelo y sin que este último falle. Las zapatas son construidas de concreto o mampostería.

De acuerdo con su forma, las zapatas pueden ser:

## 1.- Aisladas:

Cuadradas, rectangulares, circulares.

## 2.- Corridas:

Ligando dos o más columnas o para cimentar un muro.

Para el diseño de una zapata se deben tomar en cuenta los siguientes factores:

- 1.- Carga por transmitir al suelo ( p, w )
- 2.- Capacidad del suelo ( q )
- 3.- Calidad de materiales de construcción ( $f_c$ ,  $f_y$ )
- 4.- Teorías de diseño.

Dependiendo de las fuerzas internas que actúan en la cimentación, se utilizará el material propicio para su construcción.

Para efectos de ilustrar el diseño estructural de cimentaciones en este trabajo, se supondrán constituidas de concreto reforzado y el método utilizado para el cálculo será el del Reglamento del Distrito Federal (1977).

- Zapatas corridas.

Analizaremos primero el caso de una zapata corrida que recibe un muro.

Una vez determinado el ancho de la zapata, en función de -



la descarga y la capacidad del suelo, es común considerarla como una losa en doble voladizo, sometida a flexión y cortante. Por lo general, el estudio se hace para una franja unitaria (fig.3.1)

Para ilustrar el caso, se proponen los siguientes datos:

Ejemplo No. 1

D A T O S :

Acciones en la zapata.

- Carga por transmitir:  $w = 7.5 \text{ ton/m}$
- Capacidad del suelo:  $q = 4.5 \text{ ton/m}^2$

MATERIALES:

- Concreto:  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$
- Acero:  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Factor de carga:  $F_c = 1.4$  (condición CM+CV)

Factor de reducción de resistencia:  $F_r = 0.8$  (cortante)

CONSTANTES:

Resistencia del concreto:  $f^*c = 0.8 f'c = 0.8 \times 200 = 160 \text{ kg/cm}^2$

Refuerzo mínimo:  $P \text{ mín.} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{200}}{4200} = 0.0024$

DIMENSIONAMIENTO:

Para determinar el ancho (B) de la zapata, se puede suponer un peso aproximado de ella. De un 5 a 10% de la carga externa.

(Análisis para una franja unitaria,  $b = 1.00 \text{ m}$ ).

$$B = \frac{1.1 \times w}{q} = \frac{1.1 \times 7.5}{4.5} = 1.83\text{m, se propone } B = 2.00 \text{ m}$$

$$\text{Esfuerzo real en el suelo: } f = \frac{7.5}{2 \times 1} = 3.75 \text{ ton/m}^2 +$$

peso propio zapata (por verificar)

El peralte de la zapata se supone y se revisa que sea adecuado a flexión y cortante. El análisis es por tanteos.

$$\text{Sean: } \left\{ \begin{array}{l} h = 15 \text{ cm} \\ d = 10 \text{ cm} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Peso propio zapata} = 2.4 \times 0.15 = 0.36 \text{ ton/m}^2 \\ f = 3.75 + 0.36 = 4.11 < 4.5 \text{ ton/m}^2, \text{ por} \\ \text{lo que es aceptable.} \end{array}$$

Diseño por flexión:

La sección crítica por momento se localiza en el paño del muro (ver fig. 3.2)

$$M_u = 1.4 \times 3.75 \times \frac{0.90^2}{2} = 2.13 \text{ T.m.}$$

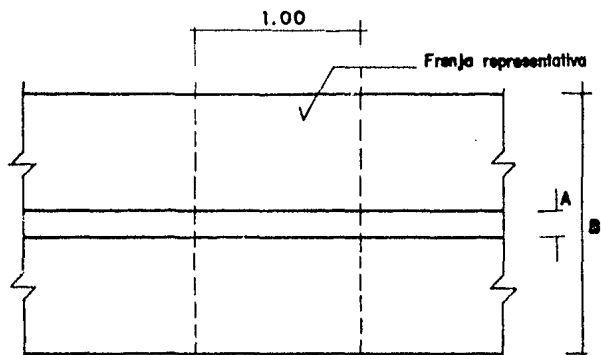
Para obtener el refuerzo por tensión se emplean gráficas de momentos resistentes en secciones rectangulares que, en función de la calidad de los materiales utilizados para construir la zapata ( $f'c$ ,  $f_y$ ), relacionan el parámetro  $MR/bd^2$ , con el porcentaje de refuerzo  $p = A_s/bd$ .

En este caso:

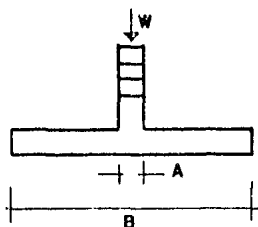
$$\frac{MR}{bd^2} = \frac{2.13 \times 10^5}{100 \times 10^2} = 21.26 \quad \left\{ \begin{array}{l} p = 0.0071 \\ A_s = 0.0071 \times 100 \times 10 = 7.1 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

de lo cual pueden utilizarse varillas # 3, separadas,

$$s = \frac{a_s \times b}{A_s} = \frac{0.71 \times 100}{7.1} = 10.0 \text{ cm, } @ \text{ 10 cm}$$



Plante



Corte

Figura 3.1.

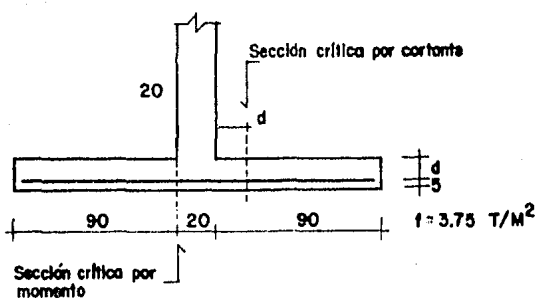


Figura 3.2.

Diseño por cortante:

Puesto que,  $p < 0.01$ , la resistencia del concreto a corte resulta:

$$VCR = FR bd (0.2 + 30p) \sqrt{f_c} = 0.8 \times 100 \times 10 (0.2 + 30 \times 0.0071) \sqrt{160} =$$

$$VCR \approx 4200 \text{ Kg.}$$

La sección crítica, por cortante, está a un peralte,  $d$ , - del paño del muro (ver figura 3.2)

$$V_u = 1.4 \times 3.75 (0.90 - 0.10) = 4.20 \text{ ton.}$$

$\therefore V_u < VCR$ , por lo que las dimensiones son aceptables.

Adicionalmente deberá verificarse el anclaje adecuado del acero de refuerzo.

- Zapatas aisladas.

El diseño es semejante al de las zapatas corridas, sólo - que en este caso, el trabajo por flexión es en dos direcciones y la falla por cortante tiene dos posibilidades; la primera con siste en una falla por penetración de la columna en la zapata y la segunda es una falla por tensión diagonal similar a la de -- una losa. En la figura 3.3 se ilustran las secciones críticas por flexión y cortante.

Generalmente se supone que la reacción del suelo se dis-- tribuye uniformemente en toda el área de la zapata, si es que - sólo existe carga axial en la columna y en caso de existir - --

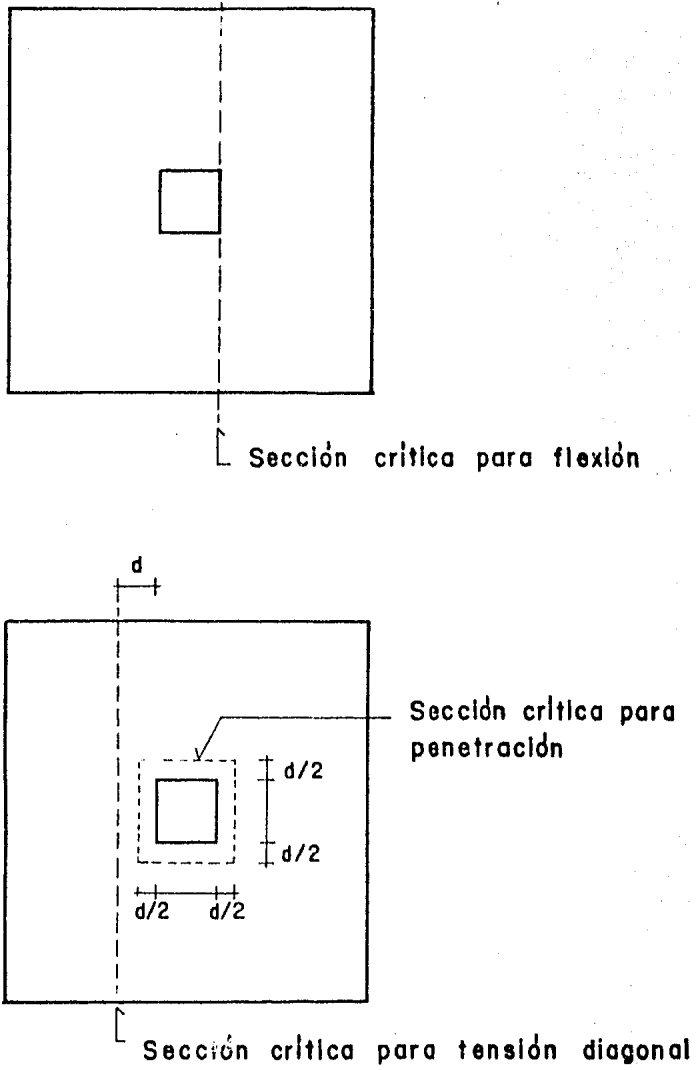


Figura 3.3.

carga axial y momento, la reacción se considera distribuida linealmente.

A continuación se dá un ejemplo que ilustra el caso de -- una zapata aislada sometida a carga axial pura:

Ejemplo No. 2.

D A T O S :

- Descarga:  $P = 4.6 \text{ ton.}$
- Capacidad del suelo  $q = 10.0 \text{ ton/m}^2$

Materiales:

- Concreto:  $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$
- Acero:  $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$

Factor de carga:  $F_c = 1.4$

Factor de reducción de resistencia:  $F_r = 0.8$  (cortante)

CONSTANTES:

- Resistencia del concreto:  $f^*c = 160. \text{ kg/cm}^2$
- Refuerzo mínimo:  $p \text{ mín.} = 0.0024$

DIMENSIONAMIENTO:

Diseño por cortante:

$$\text{Area necesaria: } A = \frac{1.1 \times P}{q} = \frac{1.1 \times 4.6}{10} = 0.5 \text{ m}^2,$$

con una zapata cuadrada,  $B = 0.70 \text{ m}$

$$\text{Esfuerzo real en el suelo, } f = \frac{4.6}{0.7^2} = 9.4 \text{ ton/m}^2 + \text{p.p.zapata}$$

El peralte en general queda gobernado por cortante de penetración y para obtenerlo se procede por tanteos.

Suponiendo:  $h = 15 \text{ cm}$ ,  $d = 10 \text{ cm}$ .

$$f = 9.4 + 0.15 \times 2.4 = 9.76 \text{ ton/m}^2 < 10 \text{ ton/m}^2, \text{ aceptable.}$$

$$VCR = FR \sqrt{f^*c} = 0.8 \sqrt{160} = 10.12 \text{ kg/cm}^2 \text{ (esfuerzo admisible en este tipo de falla).}$$

$$Vu = 1.4 \times 9.4 (0.7^2 - 0.3^2) = 5.26 \text{ ton, (cortante último).}$$

$$v = \frac{Vu}{b_o d} = \frac{5.26 \times 10^3}{120 \times 10} = 4.38 \text{ kg/cm}^2, \text{ (esfuerzo actuante)}$$

$$b_o = 4 \times 30 = 120 \text{ cm, perímetro de la sección crítica.}$$

$$v < VCR, \text{ aceptable.}$$

Podría pensarse en disminuir el peralte,  $d$ , pero por razones constructivas no es posible.

Diseño por flexión:

$$Mu = 1.4 \times 9.4 \times 0.7 \times \frac{(0.35 - 0.10)^2}{2} = 0.29 \text{ T. m.}$$

$$\frac{MR}{bd^2} = \frac{0.29 \times 10^5}{70 \times 10^2} = 4.14$$

$$\left. \begin{array}{l} P < P \text{ mín } \therefore \\ As = 0.0024 \times 70 \times 10 = 168 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

por lo que se puede utilizar varilla de 3/8 @ 30cm, en ambas direcciones (figura 3.4)

- Zapatas con carga axial y momento.

Este corresponde al caso más general, para columnas con carga axial y flexión biaxial.

De acuerdo con la hipótesis de distribución lineal de la reacción del suelo, se pueden tener dos casos:

1.- La resultante de la carga y los momentos cae dentro del núcleo central del área de la zapata. En este caso es aplicable la fórmula de la escuadría para determinar el esfuerzo sobre el suelo:

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x}{I_x} y \pm \frac{M_y}{I_y} x, \text{ donde:}$$

$f$  = Esfuerzo sobre el suelo en un punto dado

$P$  = carga sobre la columna.

$A$  = área de la zapata

$M_x, M_y$  = Momentos flexionantes alrededor de dos ejes ortogonales ( $X, Y$ ).

$I_x, I_y$  = Momentos de inercia alrededor de los ejes  $X, Y$ .

$X, Y$  - coordenadas del punto escogido.

La ecuación anterior es válida cuando se cumple alguna de las siguientes condiciones:



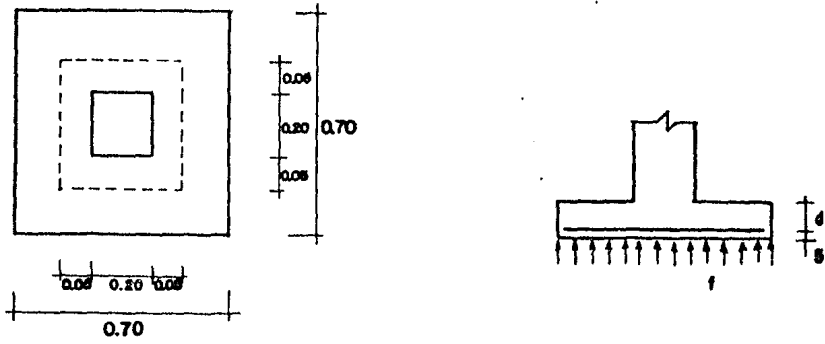


Figura 3.4.

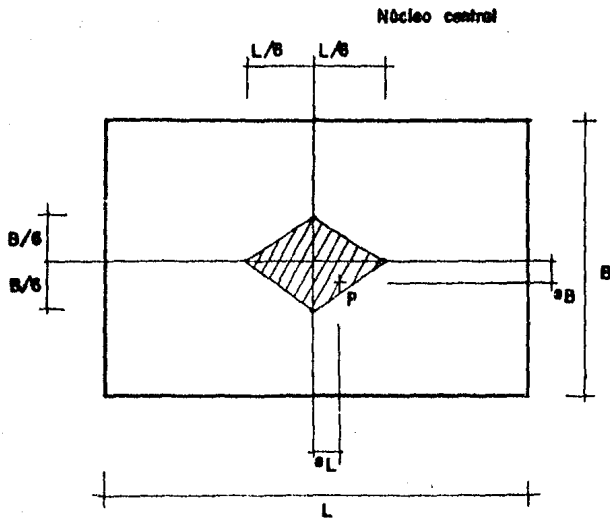


Figura 3.5.

- a) La zapata es simétrica con respecto a los ejes X, Y.
- b) La zapata es simétrica con respecto al eje X, y la excentricidad  $e_y = M_x/P = 0$ .
- c) La zapata es simétrica con respecto al eje Y, y la excentricidad  $e_x = M_y/P = 0$ .

Para una zapata rectangular de dimensiones L x B, la ecuación citada equivale a la siguiente:

$$f = \frac{P}{A} \left( 1 \pm 6 \frac{e_L}{L} \pm 6 \frac{e_B}{B} \right),$$

donde  $e_L$  y  $e_B$  son las excentricidades paralelas a los lados L y B respectivamente (figura 3.5).

- 2.- Cuando las excentricidades  $e_L$  y  $e_B$  son tales que la carga P se sale del núcleo central, la ecuación anterior proporciona un valor negativo de "f", que indica aparición de -- tensiones, entre el suelo y la zapata. Esto no es posible y se requiere aplicar otro procedimiento que tome en cuenta condiciones de equilibrio entre la carga P y la reacción del suelo.

Tal procedimiento es sumamente laborioso, desde el punto de vista numérico y en general se recurre a la ayuda de gráficas o tablas aplicables a zapatas cuadradas o circulares.

En cualquiera de los dos casos, el problema se resuelve -- por tanteos, es decir, para una condición de P,  $M_x$ ,  $M_y$ , se

supone un área para la zapata con lo que se calcula el esfuerzo máximo y se compara con el permisible, ajustando -- las dimensiones hasta lograr una concordancia aceptable -- entre ellos.

Una vez determinadas las dimensiones de la zapata en planta, el peralte estará condicionado por los requisitos de -- cortante, en forma similar al caso de zapatas sin momento.

Por último, se proporciona el refuerzo necesario para resistir la flexión que provoca la reacción del suelo, representada por un volumen de esfuerzos de forma geométrica especial.

- Zapatas corridas para dos o más columnas.

Este tipo de zapatas se emplea cuando se pretende un trabajo de conjunto en la cimentación, ya sea para reducir los asentamientos diferenciales, o bien para ligar una columna de lindero con una interior y evitar así la solución con zapata excéntrica.

A fin de aumentar la rigidez de esta cimentación, se acostumbra colocar una trabe (contratrabe) que una las columnas y -- que desarrolle por flexión, el trabajo en la dirección longitudinal. En la dirección transversal, el trabajo es similar al de -- una losa en doble voladizo.

Uno de los aspectos más importantes, para el correcto funcionamiento de una cimentación corrida (zapata o losa), consiste en lograr coincidir el centroide geométrico del área de cimentación con la resultante de las cargas de la estructura, especialmente cuando el suelo es compresible, ya que en esta forma, los posibles asentamientos serán uniformes y además se obtiene un sistema isostático, en el que pueden calcularse las fuerzas internas para el diseño de contratrabes, de forma sencilla (figura 3.6).

Para el diseño de una losa de cimentación como el de una contratrabe, se emplea el criterio que se ilustra en el ejemplo numérico 3 y 4, respectivamente, incluidos en la parte correspondiente a cimentaciones intermedias.

### 3.2 Cimentaciones Intermedias.

#### - Losas y cajones de cimentación.

Cuando en una estructura, la magnitud de las cargas sobre la cimentación requiere más del 50% del área total disponible, es conveniente emplear una losa corrida.

La solución estructural consiste en un sistema de losa, generalmente rigidizado por una retícula de trabes colocadas por encima o por debajo de la losa. Eventualmente se emplea una losa sin trabes con lo que se consigue reducir el volumen de excavación, a cambio de perder rigidez y propiciar con ello mayores deformaciones, especialmente en terreno blando.

Cuando el suelo es excesivamente compresible, generalmente se recurre a una cimentación compensada (parcial o totalmente), empleándose para tal fin un cajón formado por dos losas y una --retícula de trabes.

Ocasionalmente la losa inferior, del cajón, se substituye por una serie de cascarones cilíndricos, obteniéndose cierto ahorro de concreto y refuerzo, a cambio de requerirse una construcción más cuidadosa, (figura 3.7).

Para el análisis de este tipo de cimentaciones, generalmente se considera un sistema aislado de la estructura y sometido a las cargas que ésta le transmite y a la reacción del suelo.

En estas condiciones puede suponerse que la losa recibe la reacción del suelo y la transmite a las contratraves y éstas a --su vez transmiten a los elementos de soporte en forma de fuerzas cortantes, un conjunto de fuerzas que se equilibran entre sí.

Ahora bien, uno de los aspectos más importantes del problema, consiste en la interacción que existe en el conjunto cimentación-suelo, la que representa la principal dificultad analítica --del mismo, pues la reacción del suelo, su distribución, depende tanto de las características del elemento cimentación como de --las del suelo.

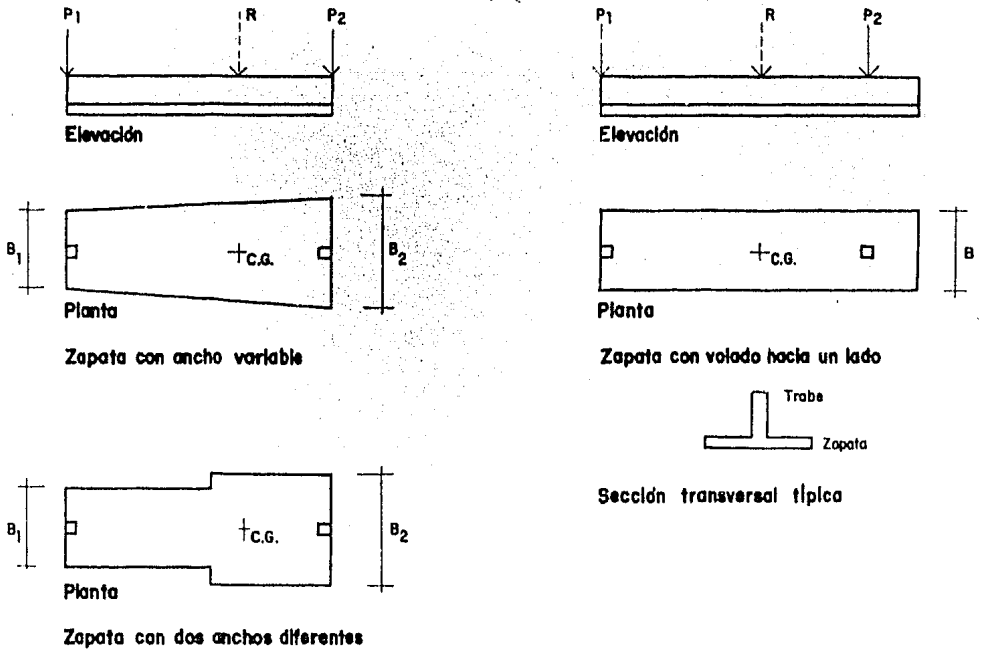


Figura 3.6.

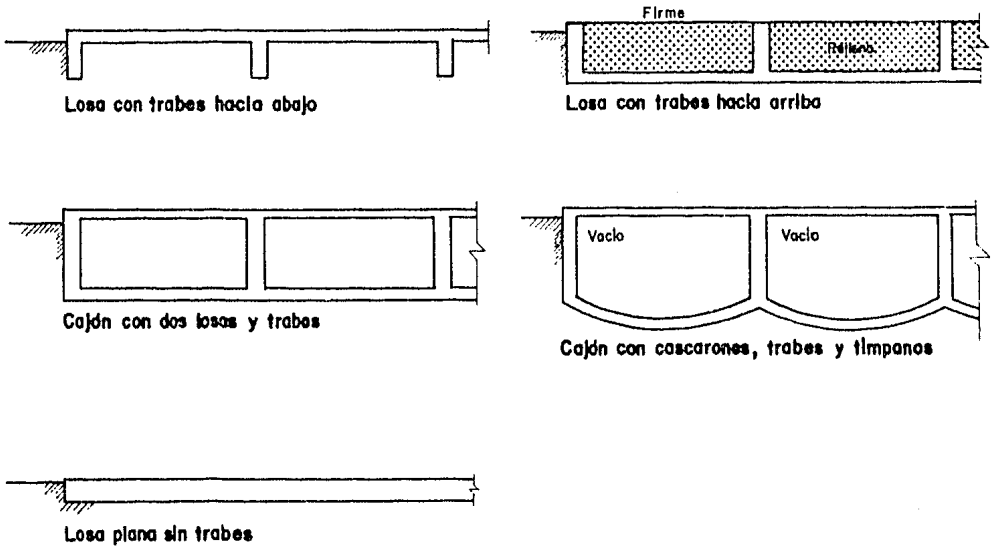


Figura 3.7.

Generalmente se considera una reacción uniforme del suelo. El análisis de la losa bajo esta condición, proporciona un sistema de fuerzas internas y consecuentemente una configuración deformada. Pero las deformaciones en cada punto de la losa, están limitadas por las características del suelo, ya que si éste se deforma más que la losa, el trabajo de ella, tiene que modificarse para lograr esa compatibilidad.

Esto se puede hacer por aproximaciones sucesivas, aunque, el procedimiento es lento y complicado, desde el punto de vista numérico. Por tal motivo, se han ideado métodos aproximados para estimar las fuerzas internas que permiten obtener diseños con un adecuado funcionamiento y un razonable factor de seguridad. Algunos de estos métodos se describen brevemente a continuación:

1.- Análisis de la cimentación como piso invertido, sometido a la reacción del suelo y con apoyos fijos en las columnas.

El método resulta un tanto burdo puesto que se ignoran los desplazamientos de la cimentación. En este método, las losas se consideran apoyadas en las contratrabes y éstas se analizan como vigas continuas apoyadas en las columnas. La reacción del suelo se considera uniformemente distribuida en toda el área, para lo cual se requiere que exista coincidencia entre la resultante de las cargas y el centro de del área de cimentación.

- 2.- Análisis de la cimentación como un sistema rígido flotante, sometido a las cargas y a la reacción del suelo. Las deformaciones de la cimentación no modifican la distribución de presiones del suelo. Sin embargo, es conveniente considerar para la reacción del suelo, una distribución -- que se asemeje a la real, de acuerdo con las características de compresibilidad del mismo. En la figura 3.8. se -- muestran las distribuciones típicas de la reacción de suelos arcillosos y suelos arenosos.

Puesto que en este método no se limitan los desplazamientos de la cimentación, el análisis de la retícula de traves corresponde al de un emparrillado con cargas perpendiculares a su plano.

- 3.- Análisis de la cimentación como un sistema rígido apoyado en una serie de resortes elásticos. Cada resorte se caracteriza por una constante, que es igual al módulo de reacción del suelo y que se define en la siguiente forma:

$$K = q/s, \text{ donde;}$$

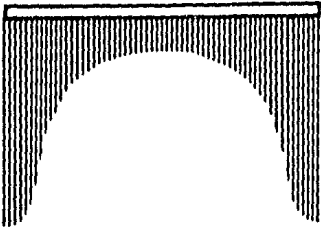
$K$  = módulo de reacción.

$q$  = presión sobre la cimentación en un punto determinado.

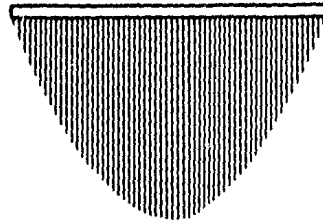
$s$  = asentamiento en el punto considerado.

Entre las consideraciones más importantes de este método -- son que la constante de cada resorte no es afectada por --





Distribución de presiones  
en suelo arcilloso - cimenta-  
ción rígida



Distribución de presiones  
en suelo arenoso - cimenta-  
ción rígida

Figura 3.8.

los demás y que un resorte corresponde a un nudo en la -  
retícula . Debe tomarse en cuenta que la precisión en los  
resultados, no depende de la aproximación numérica que se  
obtenga en el análisis estructural, sino más bien en la --  
compatibilidad que se logre entre las deformaciones de la  
cimentación y los asentamientos del suelo.

Los métodos anteriores sólo representan una parte de la --  
solución al problema; sin embargo, la experiencia demuestra que  
son razonablemente adecuados para la mayor parte de los casos.

Otro aspecto importante en toda cimentación tipo cajón, es  
el diseño de los muros de retención, los que se pueden analizar  
como losas sometidas a la presión horizontal que produce, el sue-  
lo. Una vez valuadas las fuerzas internas que actúan, el dimen-  
sionamiento es similar al de una losa ordinaria.

El análisis de la cimentación como piso invertido, propor-  
ciona los momentos y las cortantes en las contratrabes y corres-  
ponden a los de una serie de vigas continuas apoyadas en las co-  
lumnas. En el ejemplo No. 3, se presentan los aspectos principa-  
les del diseño de un tramo de contratrase interior, a partir de  
sus diagramas de momentos y cortantes.

El análisis y diseño de un tablero interior de losa se --  
ilustra en el ejemplo No. 4.

Ejemplo No. 3.

D A T O S :

Fuerzas internas en la contratrabe: (ver figura 3.9)

Sección propuesta:  $b = 50 \text{ cm}$ ;  $h = 260 \text{ cm}$ ;  $d = 250 \text{ cm}$ .

MATERIALES:

- Concreto:  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$

- Acero:  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Factor de carga:  $F_c = 1.4$

Factor de reducción de resistencia:  $F_r = 0.8$  (cortante)

CONSTANTES:

$$f^*c = 0.8 f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} = 0.0026$$

DIMENSIONAMIENTO:

Diseño por flexión:

Momento positivo en apoyos:

$$\frac{M_r}{bd^2} = \frac{1.4 \times 470 \times 10^5}{50 \times 250^2} = 21.1$$

$$P = 0.006$$

$$A_s = 0.006 \times 50 \times 250 = 75 \text{ cm}^2,$$

pudiéndose utilizar 8 vs # 11 (6 corridas y 2 bastones)

Momento negativo en el centro del claro:

$$\frac{M_r}{bd^2} = \frac{1.4 \times 280 \times 10^5}{50 \times 250^2} = 12.5$$

$$P = 0.0035$$

$$A_s = 0.0035 \times 50 \times 250 = 44 \text{ cm}^2$$

se puede usar 4 vs # 12

(ver, figura 3.9).

Diseño por cortante:

$V_u = 1.4 \times 101 = 141.4$  ton. en la sección crítica.

Capacidad de concreto:

$$A_s = 57.48 \text{ cm}^2 \quad (6 \# 11)$$

$$P = 57.48 / 50 \times 250 = 0.0046 \quad P < 0.01, \text{ por lo cual;}$$

$$V_{cr} = F_{rbd} (0.2 + 30P) \sqrt{f^*c} = 47,794 \text{ kg.}$$

$V_u > V_{cr}$ , entonces se requiere refuerzo cortante.

Revisión para ver si se admite la sección de 50 x 250 cm.

Debe cumplir que:  $V_u \leq 2.5 F_{rbd} \sqrt{f^*c}$ ,

$V_u = 141,400 \text{ kg}$ ,  $2.5 \times 0.8 \times 50 \times 250 \sqrt{200} = 353,553 \text{ kg} > V_u$ ,  
por lo tanto, se admite la sección 50 x 250.

Con estribos del # 5 de 2 ramas, con  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ :

$$S = \frac{F_r A_v f_y d}{V_u - V_{cr}} = \frac{0.8 \times 2 \times 1.98 \times 4,200 \times 250}{141400 - 47,794} = 35 \text{ cm}$$

$$S \leq \frac{F_r A_v F_y}{3.5b} = 76 \text{ cm}$$

$$1.5 F_{rbd} \sqrt{f^*c} = 212,132 \text{ kg} > V_u$$

$$S \leq 0.5 d = 125 \text{ cm}$$

Se pondrán 12 estribos (1)  
30 cm y el resto (1) 70cm.  
(ver figura 3.9)

Para el diseño por cortante, el número de tramos a considerar y el grado de precisión en la cuantía que se use para -

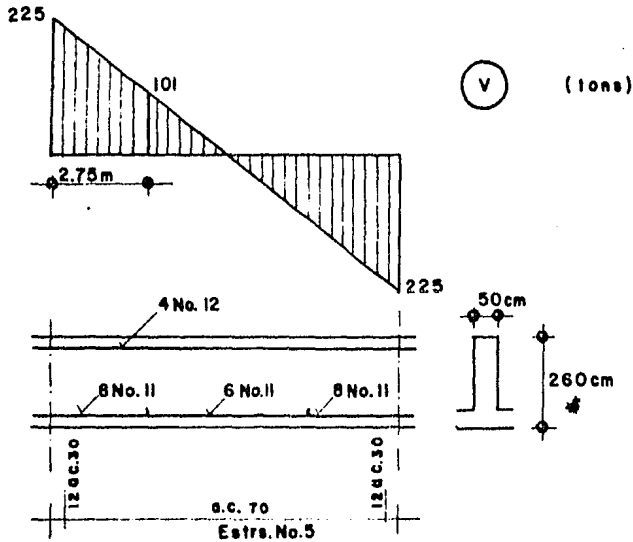
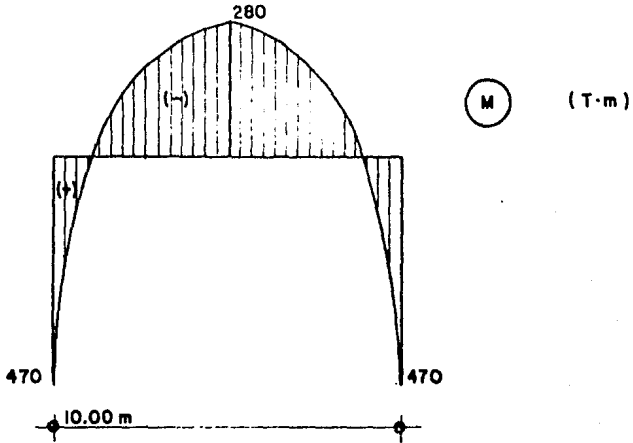


Figura 3.9.

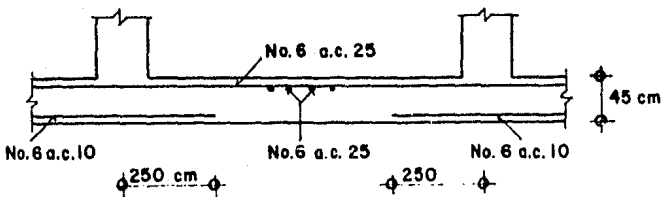


Figura 3.10.

valuar  $V_{cr}$ , es a juicio del proyectista, quien de acuerdo con las condiciones del caso, debe conciliar la sencillez de cálculo y de construcción con el consumo de acero en estribos.

#### Ejemplo No. 4.

##### D A T O S :

Carga de diseño:  $w = 7 \text{ ton/m}^2$

Losa colada monolíticamente con sus apoyos.

Peralte propuesto:  $h = 45 \text{ cm}$ ,  $d = 40 \text{ cm}$ .

##### MATERIALES:

- Concreto:  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$

- Acero:  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Factor de carga:  $F_c = 1.4$

##### CONSTANTES:

$f^*c = 0.8 f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$  ;  $f''c = 0.85 f^*c = 170 \text{ kg/cm}^2$

$P_{\min} = 0.0026$  ;  $P_{\max} = P_{\text{balanc.}} = \frac{f''c}{f_y} \cdot \frac{4800}{f_y + 6000} = 0.019$

##### DIMENSIONAMIENTO:

Revisión del peralte.

Peralte efectivo mínimo:  $d = \frac{4(1000)}{300} = 13.33$

$$\left. \begin{aligned} f_s &= 0.6f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2 > 2000 \text{ kg/cm}^2 \\ w &= 700 \text{ kg/m}^2 > 380 \text{ kg/m}^2 \end{aligned} \right\} d_{\min} = d \times 0.034 \sqrt[4]{f_s \times w}$$

$$\left. \begin{aligned} d_{\min} &= 32 \text{ cm} \\ d_{\min} + \text{recubrimiento} &= 32 + 5 = 37 \text{ cm, se considera} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} d &= 40 \text{ cm} \\ h &= 45 \text{ cm} \end{aligned}$$

Por fuerza cortante:

$$W_u = 1.4 \times W = 9.8 \text{ ton/m}^2$$

$$V_u = \frac{(0.5a_1 - d)W_u}{1 + \left(\frac{a_1}{a_2}\right)^6} = \frac{(0.5 \times 10 - 0.4) \times 9800}{1 + \left(\frac{10}{10}\right)^6} = 22,540 \text{ kg, por ancho unitario.}$$

Resistencia de diseño:

$$V_{cr} = 0.5 f_{rb} d \sqrt{f_c^*} = 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 40 \sqrt{200} = 22,627 \text{ kg,}$$

luego  $V_{cr} > V_u$ , por lo que  $d = 40 \text{ cm}$  es aceptable.

Revisión por flexión:

$$P \leq P_{\max.}$$

$$m = a_1/a_2 = 1.0; \text{ momento máximo con } K = 0.0288$$

$$M_u = K W_u a_1^2 = 0.0288 \times 9.8 (10)^2 = 28.22 \text{ T.m.}$$

$$\frac{M_r}{bd^2} = 17.64 \quad \text{---} \quad P = 0.005 < P_{\max} = 0.019,$$

por lo que,  $d = 40 \text{ cm}$  es aceptable.

Diseño por flexión:

$$M_u = K W_u a_1^2;$$

Momento en los cuatro bordes:

$$K = 0.0288 ; a_1 = 10.0\text{m}; W_u = 9.8 \text{ ton/m}$$

$$M_u = 0.0288 \times 9.8 \times 10^2$$

$$\frac{MR}{bd^2} = 17.64 \text{ ————— } P = 0.005 : A_s = 0.005 \times 100 \times 40 = 20 \text{ cm}^2$$

se puede utilizar vs. # 6 @ 10cm.

Momento en el centro del claro:

$$K = 0.0126$$

$$M_u = 0.0126 \times 9.8 \times 10^2 = 12.35 \text{ T.m}$$

$$\frac{Mr}{bd^2} = 8.55 \text{ ————— } P_{mín} = 0.0026; A_s = 0.0026 \times 100 \times 40 = 10.4 \text{ cm}^2,$$

con varillas # 6, @ 25cm.

Separación máxima:

$$S \text{ máx. } \left\{ \begin{array}{l} 3.5 h = 3.5 \times 45 = 157.5\text{cm} \\ 50 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$\therefore S \text{ máx. } = 50 \text{ cm.}$$

Deberá además revisarse la separación por refuerzo de temperatura, y el anclaje del acero de refuerzo. En la figura 3.10 se presentan las acotaciones del refuerzo.

### 3.3 Cimentaciones Profundas.

El diseño estructural en cimentaciones profundas, está determinado por la magnitud de las fuerzas internas que transmite -



la estructura y de las características del suelo de apoyo.

Es probable que para una misma estructura que descarga una magnitud determinada, pueda resolverse por cualquier tipo de cimentación. Sin embargo, como se ha dicho en otras ocasiones, -- debemos lograr que la obra sea económica, segura y funcional.

Una vez definido que se ha de utilizar una cimentación pro funda, debe valorarse el cimiento óptimo, dentro de esta clasificación.

Para ilustrar el caso de cimientos profundos, se muestra - el diseño de un pilote en el ejemplo No. 5.

Un pilote, en su posición final dentro del suelo, generalmente se concibe como un elemento sometido a carga axial pura. - Eventualmente pueden diseñarse los pilotes para resistir carga - axial y momento, aunque esto requeriría, generalmente, de una -- sección transversal muy grande (pila). El momento puede ser pro vocado por el efecto de una fuerza horizontal de viento o de sis mo, que al actuar sobre un apoyo superficial flexible desplanta- do en un terreno compresible, puede provocar un desplazamiento - de la cabeza de los pilotes. En tales condiciones el diseño es- tructural corresponde al de un miembro sometido a flexocompre- sión.

Cuando los momentos flexionantes son grandes, puede ser -- conveniente el empleo de pilotes inclinados en lugar de aumentar

la sección transversal. Tal es el caso de una cimentación para un muelle , en donde puede existir un tramo importante del pilote sin restricción lateral.

En caso de no existir desplazamientos horizontales se puede considerar que el pandeo del pilote está evitado por el confinamiento natural que le proporciona el suelo circundante, sin -- embargo, en terrenos exageradamente blandos puede ser necesario revisar tal posibilidad de pandeo.

En los pilotes prefabricados es necesario revisar las condiciones de flexión a que está sometido en las diferentes etapas previas al hincado.

A continuación se muestra el diseño de un pilote.

Ejemplo No. 5.

D A T O S :

Condiciones de servicio:

$P = 90$  ton (compresión)

$P = 30$  ton (tensión)

Sección propuesta:

$b = 50$ cm;  $h = 50$  cm;  $d = 45$  cm.

Longitud:  $L = 14.0$  m.

Factores de carga y reducción de resistencia:

$F_c = 1.4$ ;  $F_R = 0.9$  (flexión);  $F_R = 0.8$  (cortante);

$F_R = 0.7$  (columna corta).

## MATERIALES:

El pilote será prefabricado de concreto reforzado. De un solo tramo.

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{ca} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

## CONSTANTES:

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2; \quad f''c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$p_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{250}}{3000} = 0.0037$$

## DIMENSIONAMIENTO:

Transporte y estiba: (ver figura 3.11)

$$M = \frac{0.6 \times 1.3 \times 2.9^2}{2} = 3.3 \text{ T.m} \quad (\text{en esta condición se considera un incremento del peso por impacto de } 30\%)$$

$$M_u = 1.4 \times 3.3 = 4.6 \text{ T.m}$$

Condición de izado: (ver figura 3.11)

$$\text{Peso del pilote: } w = 0.5 \times 0.5 \times 2.4 = 0.6 \text{ ton/m}$$

$$M_{\max} = \frac{0.6 \times 4.67^2}{2} = 6.5 \text{ T.m}$$

Para esta condición se puede tomar un factor de carga, -

$F_c = 1.1$ , por ser una condición temporal.

$$M_u = 1.1 \times 6.5 = 7.15 \text{ T.m.}$$

Diseño por flexión:

Se diseñará con  $M_u = 7.15 \text{ T.m.}$

$$\frac{M_u}{b d^2} = \frac{7.15 \times 10^5}{50 \times 45^2} = 7.1 \quad \text{-----} \quad P = 0.0037; A_s = 0.0037 \times 50 \times 45$$

$$A_s = 8.33 \text{ cm}^2, \text{ en cada cara.}$$

Se puede usar 1 var. # 8 en cada esquina. Esto dá un poco más que el acero requerido por flexión y representa 0.009 -- de la sección total, que es un porcentaje ligeramente mayor que el mínimo para columnas  $\left( \frac{20}{f_y} = 0.007 \right)$

Diseño por cortante:

$$V_u = 1.1 \times 0.6 \times 4.67 = 3.1 \text{ ton.}$$

$$V_{cr} = F_r b d (0.2 + 30p) \sqrt{f^* c} = 0.8 \times 50 \times 45 (0.2) \sqrt{200} = 5091 \text{ kg.}$$

(sin considerar refuerzo)

$V_{cr} > V_u$ , no se requiere refuerzo.

Diseño para columna corta:

$$P_u = 1.4 \times 90 = 120 \text{ ton.}$$

$$P_r = F_r (A_c f^* c + A_s f_y) = 0.75 \left\{ [(50 \times 50) - (4 \times 5.07)] 170 + 20.28 \times 3000 \right\} =$$

$$P_r = 361,794 \text{ kg} = 362 \text{ ton} > P_u.$$

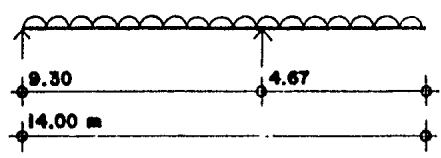
Estribos # 3 @ 40 cm.

Diseño por tensión:

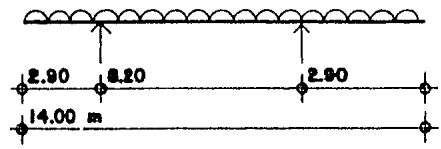
$$P_u = 1.4 \times 30 = 42 \text{ Ton.}$$

$$P_r = F_r A_s f_y = 0.85 \times 20.28 \times 3000 = 51,714 \text{ kg.}$$

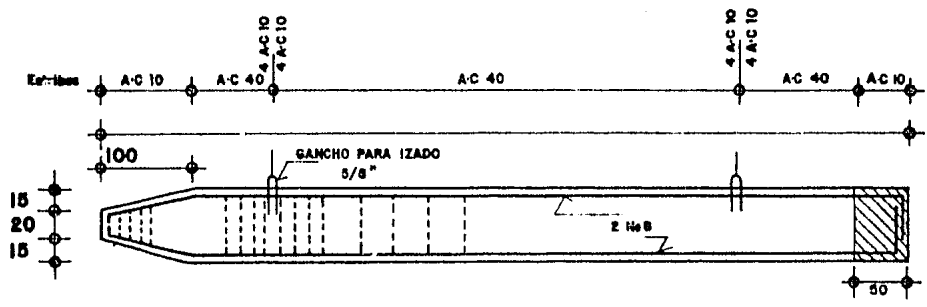
$P_r > P_u$ , por lo que es aceptable.



Condición de izado



Transporte y estiba



Zona por diameter para anclar el armado en la alimentación

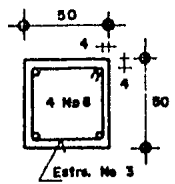


Figura 3.11.

#### 4. CONSTRUCCION.

##### 4.1 Cimentaciones superficiales e intermedias.

###### 4.1.1. Excavaciones.

4.1.1.1. Excavaciones con talud.

4.1.1.2. Excavaciones ademadas

4.1.1.3. Expansiones

4.1.1.4. Control de filtraciones.

###### 4.1.2. Daños a estructuras vecinas.

##### 4.2 Cimentaciones profundas.

###### 4.2.1. Pilotes

4.2.1.1. Pilotes prefabricados

4.2.1.2. Pilotes colados in situ

4.2.1.3. Pilotes metálicos con y sin tratamiento eléctrico.

###### 4.2.2. Pilas.

###### 4.2.3. Cilindros y cajones profundos

En los temas tratados anteriormente, se ha descrito con brevedad, la forma de lograr un comportamiento adecuado de una cimentación. Generalmente, un cimiento es satisfactorio si el subsuelo en el que se apoya no falla por capacidad de carga o por deformaciones excesivas. Sin embargo, ciertos tipos de cimentación que pueden ser completamente aceptables desde los puntos de vista anteriores, pueden ser también bastante difíciles de construir, o bien que su construcción provoque deformaciones excesivas que dañen el comportamiento de estructuras vecinas.

Por lo tanto, la elaboración de un buen procedimiento de construcción de la cimentación debe considerarse como un factor importante y en ocasiones decisivo en la solución final de cimentación que se adopte.

#### 4.1. Cimentaciones superficiales e intermedias.

El procedimiento constructivo está en función primordialmente, de las condiciones del suelo en el que será alojado. Por lo general, para el tipo de cimientos superficiales, su construcción no requiere de equipo y maquinaria pesada, sino que con un grupo adecuado de trabajadores con equipo manual (pico, pala, etc.), es suficiente para lograr construir la cimentación.

El desplante de cimentaciones superficiales como zapatas y losas, se realiza hasta una profundidad adecuada para evitar la

erosión del cimiento. El espacio de trabajo, deberá ser lo suficientemente grande para permitir libertad en los movimientos del trabajador.

Una vez que se tiene el sitio para alojar el cimiento, se procede a colocar el material elegido para conformar los elementos estructurales de éste, y erigir sobre él la obra en cuestión.

Cuando la edificación requiere de un cimiento, el cual debe apoyarse más abajo del nivel actual del suelo (cimentaciones intermedias y profundas), es necesario utilizar equipo especial para excavar el sitio y poder alojar la cimentación.

#### 4.1.1. Excavaciones.

Son varios los factores que deben tomarse en cuenta para realizar una excavación; a continuación se describen los aspectos más importantes.

##### 4.1.1.1. Excavaciones con talud.

La condición principal para realizar este tipo de excavaciones es que exista suficiente espacio en las vecindades donde se efectuará la excavación para desarrollar los taludes con la inclinación que se obtenga de los análisis del suelo.

##### 4.1.1.2. Excavaciones ademadas.

El proyecto de muchos edificios, principalmente en áreas urbanas congestionadas, se hace de tal forma de abarcar la - - -



totalidad del predio disponible o adyacente a estructuras existentes, lo cual implica que, al efectuar la excavación, ésta deba realizarse verticalmente, requiriendo de un ademe o atagüfa.

Por lo general, los ademes son de madera, acero o una combinación de elementos de madera y acero o de concreto armado --- (tablaestacas de concreto y muros colados en sitio). En la figura 4.1 se muestran los diferentes tipos de ademe o atagüfas más comúnmente usados.

El procedimiento constructivo que se sigue en el caso de atagüfas de madera, concreto (piezas prefabricadas), y acero es en general, el siguiente:

En primer lugar, se procede al hincado de la atagüfa siguiendo el contorno de la excavación a efectuar y hasta una profundidad mayor del fondo de la misma, y tan pronto como la excavación va avanzando, se van colocando contra la atagüfa, puntales de acero o de madera, colocados transversalmente a la excavación y apoyados en largueros longitudinales (madrinas), figura 4.2. El proceso continúa hasta que la excavación llega al nivel de desplante.

El procedimiento de Muro Colado in situ, consiste en colar primero los muros perimetrales de la cimentación, dentro de zanj~~as~~as excavadas con un cucharón de almeja provisto de una barra --guía, estabilizando la zanja con lodo bentonítico y colando el -

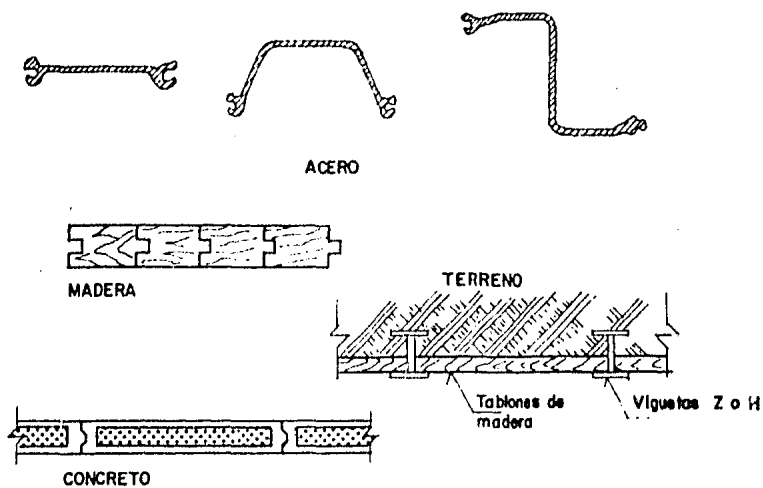


Figura 4.1. Tipos de ademe o atagula

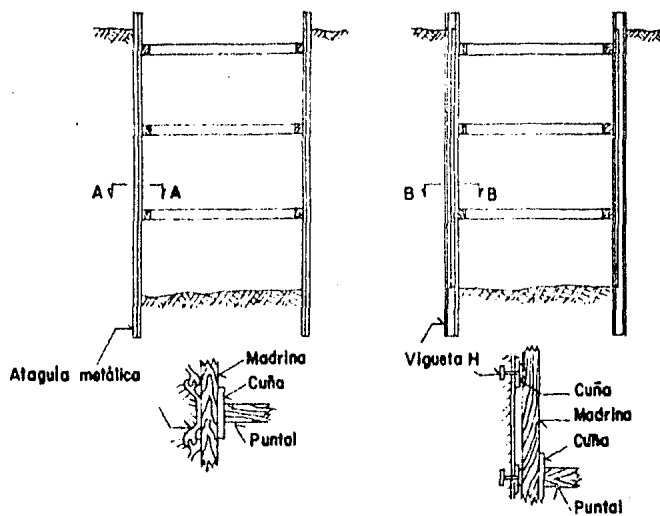


Figura 4.2. Secciones de ademe en excavaciones

concreto dentro de la zanja con una trompa de colado, previa -- colocación del acero de refuerzo. El concreto de alto reveni-- miento desaloja al lodo bentonítico y se forman así los muros - de la cimentación de la estructura por construir. La longitud de los tableros es generalmente de 5 a 6 m. y la profundidad - debe ser tal, que quede aproximadamente entre 1.50 y 2.50m. por debajo del desplante de la excavación. Una vez fraguados los -- muros, se excava el prisma de tierra entre ellos, apuntalando -- los muros conforme avance la excavación. En la figura 4.3 se - ilustra este procedimiento.

Cuando el ancho de la excavación es demasiado grande para permitir el uso de puntales entre las paredes, el procedimiento que se sigue usualmente es excavar la parte central del área hasta su profundidad de desplante y colar la parte de cimentación - correspondiente, de tal forma que la parte construída sirva como elemento de soporte para los puntales (figura 4.4).

#### 4.1.1.3. Expansiones.

La remoción de tierra durante una excavación produce una - descarga de los estratos de suelo que se encuentran bajo el fondo de ésta; tal descarga, si la excavación se realiza en materiaes arcillosos, se traduce en una expansión de los estratos afectados por la misma, cuya magnitud depende de las dimensiones del área excavada, de la profundidad, de las propiedades del subsuelo, del tiempo que la excavación dure abierta, etc.

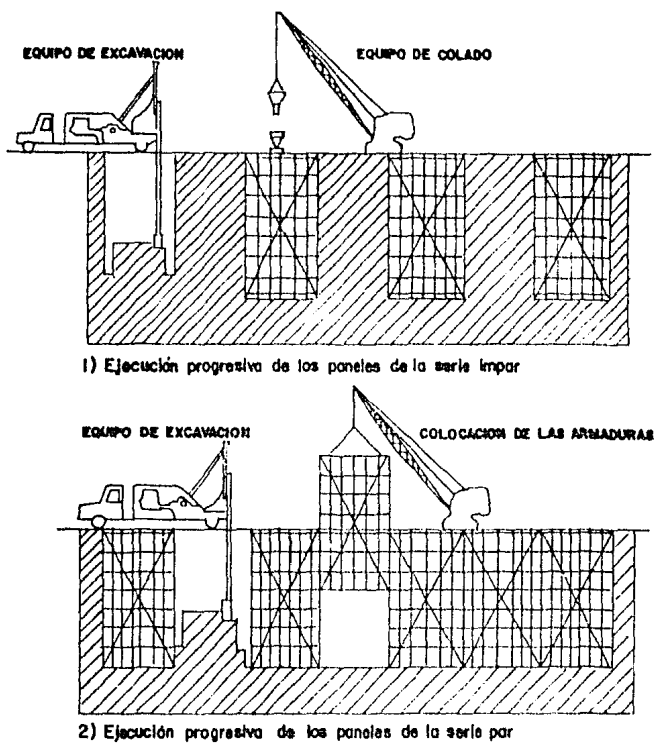


Figura 4.3. Proceso de ejecución de "Muro colado in situ"

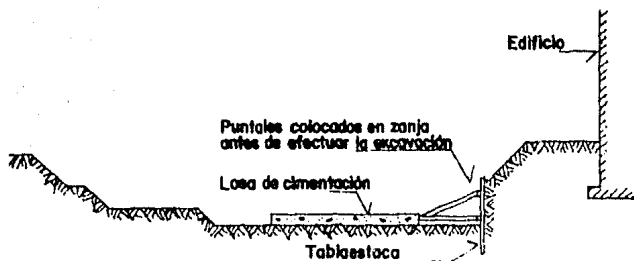


Figura 4.4. Apuntalamiento típico en excavación ancha

El fenómeno de expansión durante la excavación presenta -- dos etapas: la primera, una expansión relativamente rápida que -- se verifica a la misma velocidad que el avance de la excavación y que parece ser un fenómeno de tipo elástico y, la segunda, más lenta, que va acompañada por un incremento en el contenido de -- agua de la arcilla y es un proceso que se prolonga con el tiempo, debido a lo cual es importante mantener el menor tiempo posible la excavación abierta.

Algunas otras medidas que se pueden efectuar para disminuir los efectos de deformación son; la excavación por etapas (disminuye el área excavada) y el abatimiento del nivel de agua freática (en su caso de existir).

#### 4.1.1.4. Control de filtraciones.

Cuando la construcción de una cimentación requiere de una excavación bajo el nivel freático, es necesario realizar un control o abatimiento de dicho nivel hasta o por debajo de la profundidad de desplante.

El control de filtraciones es necesario por las siguientes razones:

- a) Intercepta el flujo de agua que se presenta en taludes y fondo de la excavación manteniéndola seca.

- b) En el caso de excavaciones con taludes, incrementa la estabilidad de éstos.
- c) En el caso de excavaciones ademadas, favorece la seguridad contra la falla de fondo.
- d) En el caso de excavaciones en materiales arcillosos de alta compresibilidad bajo carga y alta expansibilidad al descargarlas, el abatimiento del nivel freático -- auxilia al control de las expansiones que se producen durante la excavación.

El nivel freático puede abatirse y controlarse, empleando varios métodos, cuya elección depende del tamaño y profundidad de la excavación, de las condiciones geológicas y las propiedades del suelo. Para lograr un resultado efectivo es de fundamental importancia que el sistema esté bien diseñado, instalado y operado. En la figura 4.5 se muestra en una gráfica el sistema que es recomendable utilizar, en función de la granulometría del suelo.

A continuación se describen brevemente algunos métodos para el control y abatimiento del nivel freático:

- a) Zanjas y Cárcamos.

En excavaciones pequeñas y en algunos tipos de suelo (densos o cementados) es a veces posible permitir el flujo de

agua en los taludes para recolectarlos en zanjas que reconozcan a cárcamos, de los cuales, el agua puede extraerse por medio de bombas (figura 4.6).

En ocasiones es necesario colocar filtros tanto en las zanjas como en los cárcamos, con objeto de prevenir arrastres de material, principalmente cuando el suelo contiene lentes de arena fina o limo arenoso.

b) Pozos punta.

El nivel freático en materiales granulares puede ser abatido por medio de pozos punta a profundidades hasta de aproximadamente 5m (15'). Un pozo punta es un tubo perforado de aproximadamente 1m (3') de longitud y 1 1/2" de diámetro, cubierto por una malla cilíndrica con objeto de no permitir la entrada de partículas finas. En el fondo del tubo, lleva insertada la cabeza, la cual permite instalar el pozo por medio de chifloneo, sin necesidad de maniobras de hincado.

Para abatir el nivel se colocan en una línea espaciados de 1.0 a 2.0m. entre sí y conectados a una tubería principal en la superficie del terreno, la cual es conectada a la bomba. En la figura 4.7 se muestra una instalación típica de este sistema.

Si la profundidad de excavación es mayor de 5m. bajo el nivel freático se requieren varias etapas de pozo punta, -

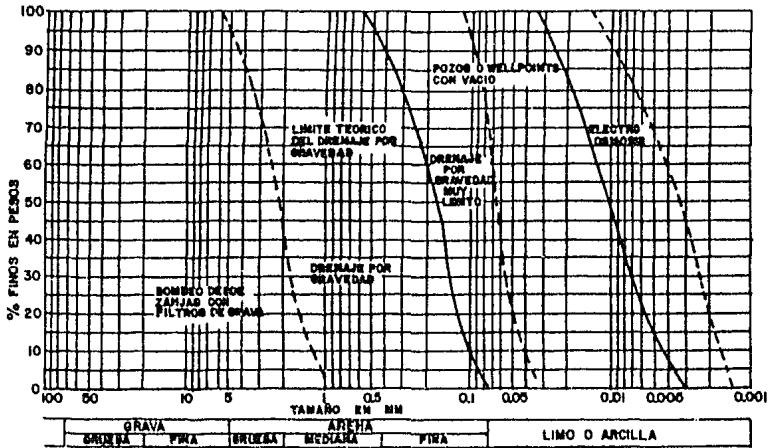


Figura 4.5. Sistema de abatimiento aplicable a diferentes suelos

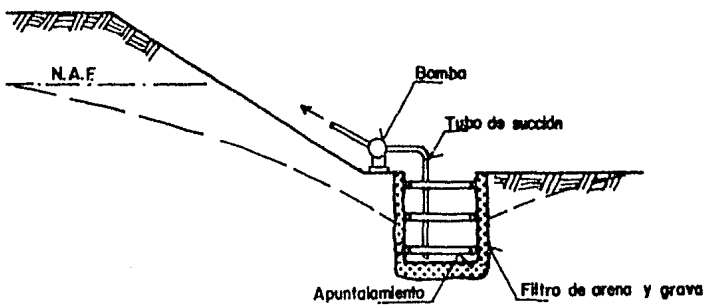


Figura 4.6 Control del N.F. utilizando zanjas y cárcamos

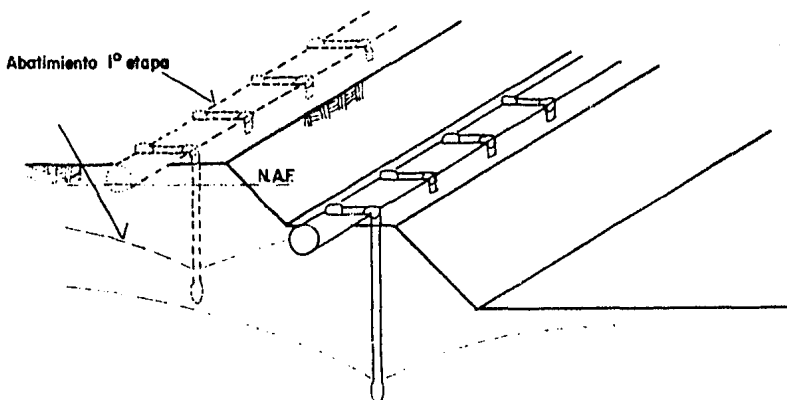


Figura 4.7. Instalación típica de un sistema de abatimiento con pozos punta



las cuales se van instalando conforme avanza la excavación. En la figura 4.8 se ilustra un sistema múltiple de pozos -- punta.

c) Bombeo profundo.

Para excavaciones muy profundas en materiales permeables, un sistema de pozos profundos de gran diámetro, equipados con bombas de pozo profundo, puede ser más seguro y económico para abatir el nivel freático que el sistema de pozos punta. En la figura 4.9. se muestra un esquema típico de este tipo de abatimiento.

Cada pozo de bombeo consta de perforación, ademe, filtro y bombas de pozo profundo.

El diámetro de la perforación de los pozos varía de 15 a 60 cm. y su profundidad depende de la profundidad de excavación; en su interior se coloca un ademe ranurado de diámetro tal que deje un espacio entre las paredes del pozo y del ademe para colocar un filtro; para evitar que el filtro pase al interior del ademe, si las ranuras del mismo son grandes, se coloca una malla alrededor de éste, de tal manera que cubra perfectamente las ranuras. Dentro del ademe se coloca la bomba de pozo profundo.

d) Pozos con sistema de vacío.

Cuando la permeabilidad del suelo, en el cual se desea abatir el nivel freático, es baja, el abatimiento no puede --

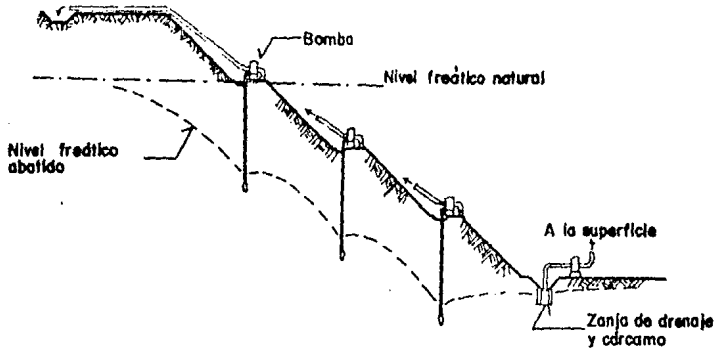


Figura 4.8. Sistema múltiple de pozos punta

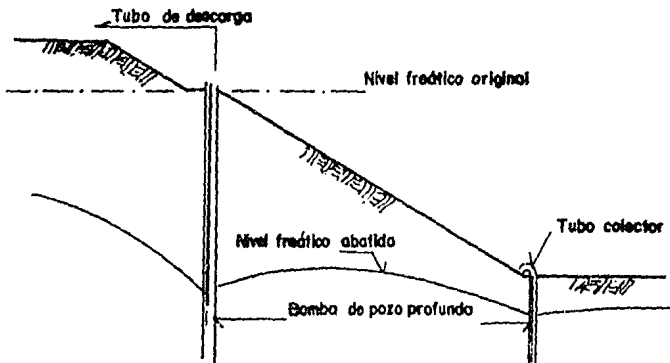


Figura 4.9. Bombeo con pozos profundos

hacerse simplemente por los métodos de bombeo por gravedad debido a que las fuerzas capilares evitan el flujo de agua en los huecos del suelo. En estos casos, el abatimiento - se puede realizar induciendo vacío en los pozos de bombeo.

Este sistema consiste en pozos contruídos como se menciona en el inciso anterior, pero sellando la parte superior con un material impermeable constituído por arcilla o bentonita. El bombeo se hace con un equipo capaz de mantener un vacío en el pozo y en el filtro que lo rodea. Esto produce una diferencia entre la presión atmosférica y la presión alrededor del pozo, incrementando con ello el flujo - de agua hacia el mismo. En la figura 4.10 se ilustra este sistema.

e) **Electrósmosis.**

En la mayoría de los suelos en que se realizan excavaciones bajo el nivel freático, éste puede ser abatido por alguno de los métodos antes descritos o por combinación de - ellos; sin embargo, materiales impermeables, no pueden ser drenados por gravedad debido a que la baja permeabilidad - hidráulica hace que el efecto de extracción de agua del -- subsuelo se propague muy lentamente, con el consiguiente - retraso en la ejecución de la obra. Para acelerar el proceso de abatimiento, se ha recurrido a la aplicación del - fenómeno electrosmótico, haciendo uso del efecto acelerador

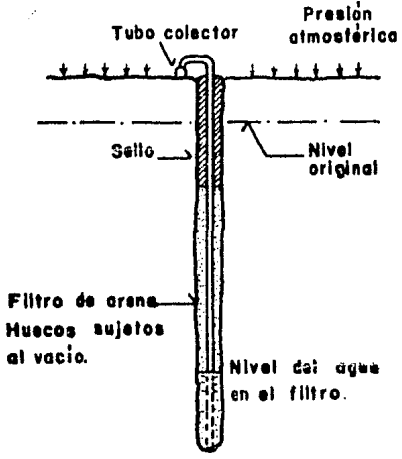


Figura 4.10. Pozo con sistema de vacío.

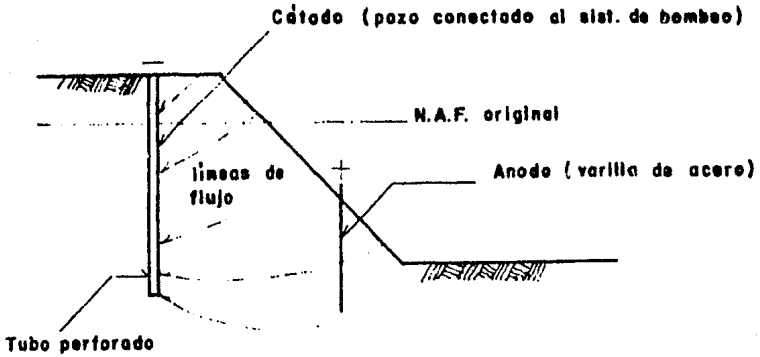


Figura 4.11. Instalación de electroósmosis.

de flujo de agua producido por una corriente eléctrica con  
tínua, el agua contenida en el suelo tenderá a emigrar del  
polo positivo (ánodo) al polo negativo (cátodo). Si el --  
pozo de bombeo lo convertimos en cátodo, el agua que fluye  
hacia él, puede ser extraída del subsuelo por bombeo. En  
la figura 4.11 se ilustra este proceso.

#### 4.1.2. Daños a estructuras vecinas.

Los efectos de la construcción de cimentaciones en estruc-  
turas vecinas, es un factor importante para seleccionar el proce-  
dimiento de construcción más adecuado.

Los daños que se producen en estructuras vecinas debido a  
las operaciones de construcción de una cimentación, dependen bá-  
sicamente del tipo, rapidez y magnitud del movimiento que el edi-  
ficio sufra y del tipo de construcción, edad y condición existen-  
te del mismo.

A continuación se mencionan a grandes rasgos los casos más  
comunes de movimientos de estructuras vecinas debido a las opera-  
ciones de construcción.

##### - Movimientos asociados con una excavación.

La remoción del suelo durante una excavación, produce siem-  
pre un cambio en el estado de esfuerzos del suelo tanto bajo el  
fondo de la excavación como en sus lados, ocasionando con ello,

deformaciones de la masa de suelo que, generalmente, se traducen en asentamientos del área vecina a la excavación.

- Asentamientos debidos al abatimiento del nivel freático.

Cuando el nivel freático es abatido, la presión efectiva - de la masa del suelo afectada por dicho abatimiento se incrementa al cambiar el estado del mismo de sumergido a saturado, produciendo con ello una sobrecarga en toda la zona afectada por el - abatimiento.

Cuando el material es arenoso y, en consecuencia poco compresible, el incremento en la presión efectiva no produce asentamientos importantes, excepto en el caso de materiales compresibles (arcillas, limos), la sobrecarga inducida por el abatimiento puede producir grandes asentamientos en el área de influencia del mismo, sobre todo, si las condiciones de drenaje de los estratos compresibles son adecuadas. Una de las formas de evitar al máximo estos asentamientos es ademar la excavación con una - estructura impermeable con el objeto de evitar que el abatimiento se prolongue más allá de los límites de la excavación. En el caso de que la estructura de contención no sea lo suficientemente impermeable para eliminar el abatimiento por fuera del área - excavada, ya sea por defectos de construcción o hincado de la - misma o por el propio diseño de la atagüa, es a veces necesario para disminuir los asentamientos por abatimiento, el instalar - pozos de recarga del nivel freático, inyectando a través de los mismos, el agua que se bombea de la excavación.

Para evitar daños a las propiedades adyacentes a nuestra - excavación podemos citar algunos pasos convenientes de tomar en cuenta.

- a) Levantar planos de las estructuras, determinar el tipo de cimentación de los mismos, estimar las cargas que - transmite el subsuelo y establecer los movimientos per-misibles.
- b) Evaluar las condiciones del subsuelo y métodos proba-bles de construcción.
- c) Diseñar el sistema provisional de soporte del suelo du-rante la excavación, tipo de abatimiento o control y - establecer el procedimiento de construcción.
- d) Una vez que se inicia la construcción, se pueden esta-blecer programas de vigilancia para verificar el com-portamiento de las estructuras y evaluar los procedi-mientos constructivos.
- e) Modificar el procedimiento constructivo en caso nece-sario.

#### 4.2 Cimentaciones profundas.

#### 4.2.1. Pilotes.

En esta parte se describen los procedimientos de mayor - - aplicación, tomando en cuenta los factores que determinan su empleo como son el subsuelo, el equipo disponible y la práctica y observación del comportamiento de las estructuras cimentadas en cada tipo de pilote.

##### 4.2.1.1. Pilotes Prefabricados.

Los pilotes prefabricados pueden funcionar por fricción o adherencia, punta y punta-fricción. Dependiendo de dicha función, el factor economía ha influido en la selección de la sección más adecuada, a saber:

##### a) Pilotes prefabricados trabajando por adherencia.

En concreto reforzado (ver Tabla 4.1)

El concreto utilizado es generalmente,  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ .

El armado depende de las solicitaciones a que esté sujeto el pilote durante las operaciones de maniobra, izaje e instalación.

En concreto presforzado (ver Tabla 4.2).

El concreto utilizado es del orden de,  $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ .

El armado está regido por los esfuerzos inducidos durante la maniobra de izaje e hinca del pilote.

El equipo para instalar el pilote, generalmente es:

- Grúa del tipo de 3/4 de yarda cúbica.
- Martinete de combustión interna con energía variable.



SECCION	RANGO DE DIMENSIONES LADO (cm).	LONGITUD DE PILOTE
Cuadrado	30, 35, 40, 45, 50, 55, 60	Hasta 15m por Tramo
Triangular	35, 40, 45, 50, 55	Hasta 15m por Tramo
Circular	30, 35, 40, 45, 50, 55, 60	Hasta 15m por Tramo
Hexagonal	35, 40, 45, 50	Hasta 12m por Tramo

TABLA 4.1

SECCION	RANGO DE DIMENSIONES (LADO (cm))	LONGITUD DE PILOTE
Hache	40x35, 30x28 y 25x20	15, 12 y 10m
Triangular	35, 40, 45, 50 y 55	Hasta 15m

Tabla 4.2

b) Pilotes prefabricados trabajando por punta.

En general se construyen con las mismas dimensiones - que los pilotes de adherencia, pero desde el punto de vista económico, se utilizan aquellos con mayor área de contacto con el terreno en la punta.

Las secciones cuadradas, triangular, circular y hexagonal, son la aplicables en este caso.

El equipo para instalación requiere de mayor capacidad, como grúas del orden de 45 ton. de capacidad, martinetes tipo Delmag D-22 y D-30, y en algunos casos el uso de equipo de perforación para facilitar la instalación del pilote en el manto de apoyo sin dañar la parte superior del mismo durante un hincado.

c) Pilotes de punta-fricción.

Un caso mixto lo constituyen los pilotes de sección variable de concreto, cuya parte extrema inferior presenta una dimensión menor, la cual penetra en el manto de apoyo al producirse el efecto de fricción en el pilote y exceder una carga límite previamente definida. Las secciones cuadradas y circular para el fuste del pilote se pueden combinar con puntas de vigueta o de concreto, de longitudes variables entre 60cm y 300cm y de secciones "H" o "I" para las viguetas y secciones circular o cuadrada para las puntas de concreto.

d) Pilotes prefabricados seccionados.

De gran aplicación como pilotes de adherencia, de punta o punta-fricción, son conocidos como pilotes "Mega".

Sus dimensiones más comunes son:

Diámetro: 35, 40, 45, 50, 55 y 60 cm.

Longitud: 90 y 100 cm.

Concreto:  $F'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ .

Armado de secciones: No llevan, excepto las puntas.

Procedimiento de instalación: Presión hidráulica.

Con objeto de hacer continua la sección del pilote, cada tramo tiene un orificio central de 12 cms. de diámetro, dentro del cual se aloja el armado longitudinal, generalmente 2 vs. del # 3 y se inyecta una lechada de cemento a lo largo del pilote.

4.2.1.2. Pilotes colados in situ.

Pueden funcionar por punta, por fricción o punta y fricción. El procedimiento constructivo consiste en realizar una perforación en el subsuelo por medio de una broca en forma de taladro, avanzando hasta la profundidad deseada. A través del eje de la broca, formado por una tubería de 2" de diámetro o similar, se introduce mortero a presión, al mismo tiempo que se extrae la broca. El efecto combinado de tirabuzón con la broca e inyección del mortero en la punta de la misma, forman un pilote de sección circular rugosa. A continuación se introduce dentro del cuerpo del pilote, en la etapa de gelado inicial, el armado que formará el refuerzo y conexión del mismo a la cimentación.

Los pilotes colados in situ, tienen diámetros variables - entre 40, 45, 50, 55 y 60cm. La resistencia del mortero es del orden de  $200 \text{ kg/cm}^2$ . El armado generalmente se forma con 8 vs. del #5, con estribos del #2 (1) 15cm. La profundidad práctica -- máxima es del orden de 18m.

El equipo requerido para construir estos pilotes está formado por:

- Grúa del tipo LS-98, LS-108
- Perforadora de taladro con unidad de fuerza hidráulica.
- Bomba de inyección y dosificadora de mortero.

Para su construcción se requiere de experiencia y un control muy estricto de laboratorio para que los morteros obtengan la resistencia de proyecto.

#### 4.2.1.3. Pilotes metálicos con y sin tratamiento eléctrico.

Es práctica común el uso de los pilotes metálicos de 2", - 2 1/2", y 3", trabajando por fricción, con longitudes que varían entre 10 y 30m.

Su aplicación principal está en el caso de recimentaciones, ya que aportan capacidades de carga puntual reducidas y no requieren de demoliciones costosas.

De preferencia, se tratan eléctricamente para obtener la adherencia entre suelo-pilote que se ha perdido al momento de su

instalación. El procedimiento de hincado de los pilotes es por medio de percusión o presión. El tratamiento eléctrico se realiza mediante la aplicación de corriente directa entre el pilote - que se constituye en ánodo y una varilla enterrada en el suelo - que será el cátodo, el potencial enviado es del orden de 0.3volt/cm. y la duración del tratamiento del orden de 4 horas. Este procedimiento requiere de gran experiencia y continua investigación

Eventualmente se instalan pilotes de sección circular de mayor diámetro o viguetas metálicas sin tratamiento eléctrico. Su hincado se realiza con martinetes de caída libre o de combustión interna, dependiendo de las dimensiones de las piezas y las características del subsuelo.

#### 4.2.2. Pilas.

Desde el punto de vista constructivo, las pilas se pueden clasificar como:

- Pilas sin ademe y con o sin refuerzo.
- Pilas con ademe temporal y con o sin refuerzo.
- Pilas con ademe definitivo y con o sin refuerzo.

Por su sección pueden ser:

- Pilas rectas.
- Pilas con campana o ampliación en la base.

Por el sitio donde se construyen:

- Pilas en tierra.
- Pilas submarinas o bajo tirante de agua.

En todos los casos se utiliza concreto para su construcción.

Equipo de construcción:

- Grúa o camión para soportar almeja o perforadora.
- Aditamentos de perforación o de almeja.
- Sistema de colado (Tremie)
- Grúa para colar armados e instalar sistema Tremie.
- Estabilizador de la perforación (ademes o lodo bentonítico)

Perforaciones y ademes.

Las perforaciones pueden ser del tipo rotatorio y no rotatorio. Las primeras son de tipo estándar o de circulación inversa. Las perforadoras no rotatorias se dividen en Almejas y de Percusión.

La tolerancia en el diámetro de la perforación puede ser de 3 cm. así como en cuanto a la verticalidad para perforaciones de hasta 3m. y se incrementa a razón de 2% de la profundidad adicional. Las tolerancias serán modificadas en caso de encontrar gravas, boleos o materiales similares. Respecto a los ademes, son tuberías de acero de grado regular, lisa o en espiral.

Acero de refuerzo y colocación del concreto.

El armado de una pila debe cumplir con las especificaciones como elemento estructural y mantener sus características geométricas durante la colocación del concreto y la extracción del ademe, en su caso.

Las varillas longitudinales deberán tener la mayor longitud práctica posible y rigidizarse con estribos de diámetro no menos de 3/8".

El armado debe colocarse en la perforación, evitando distorsiones, pandeo o deformación mediante el izaje apoyado en varios puntos, además, no deberá tener posibilidad de elevarse durante la operación del vaciado de concreto.

La colocación del concreto requiere cumplir con dos objetivos:

- a) La resistencia del concreto debe ser la especificada.
- b) El concreto debe desarrollarse en forma continua en toda la longitud de la pila, conservando la sección de fuste y campana. Si es posible, el concreto debe colocarse cuando la perforación este seca y limpia. En caso de encontrar el nivel freático, se puede hacer uso de sistemas especiales como el Tremie, Trompa de elefante, o bombeo de concreto, con la tubería o manguera instalada hasta el fondo de la perforación.

En suelos inestables es frecuente el uso de lodo bentonítico para realizar la perforación, en ese caso no deben construirse pilas con campana o ampliación en la base.

La colocación del concreto requiere de gran experiencia y características especiales de revenimiento, tamaño de agregados y uso de aditivos para su manejo.

#### 4.2.3 Cilindros y cajones profundos.

La cimentación por cilindros y cajones de concreto reforzado, está basado en el sistema llamado "Pozo Indio". Este sistema consiste principalmente en la construcción de un elemento de forma cilíndrica o cuadrangular con paredes perimetrales y hueco al centro, el que permite mediante el uso de un equipo apropiado, la excavación y extracción de material. Esta excavación provoca que el elemento construido se vaya hundiendo o hincando en el terreno debido a su peso propio y a la falta de apoyo.

Las partes y el procedimiento constructivo que forman un cajón o cilindro de cimentación son las siguientes:

- La cuchilla cortadora de acero estructural, localizada en la parte inferior, que es el elemento de ataque para cortar el material donde se va hincando.



Inicialmente se hace un terraplén o excavación previa en el lugar donde va a quedar ubicado el cilindro o cajón.

Posteriormente se nivela una plataforma de trabajo sobre su superficie y se arma la cuchilla sobre la cual se coloca el acero de refuerzo y los moldes para el colado de las paredes.

- Las paredes que forman el cuerpo del cajón o cilindro, de concreto reforzado cuya función, además de ser el ademe -- necesario para el procedimiento de hincado, es transmitir las cargas al tapón inferior.

El espesor normal de las paredes queda fijado más que por el aspecto estructural en sí, para dar el peso para el -- hincado y la capacidad para resistir los golpes del equipo durante dicho proceso.

Los moldes para el colado de paredes se fabrican de madera o metálicos, utilizando más estos últimos debido a su durabilidad y facilidad de manejo. Los moldes en el caso de -- cilindros, se hacen en secciones para cubrir el perímetro total.

Antes de la colocación de los moldes se requiere fijar perfectamente el desplome que lleva la parte ya construída, -- con el fin de darle la misma inclinación a la sección por

colar ya que en caso de colocar los nuevos moldes verticalmente ocasiona que se vaya formando una línea quebrada y darse el caso de que no sea posible continuar su hincado debido a la curvatura que presenta.

A la vez que se van levantando las paredes se va hincando el cimientó. Para el procedimiento a seguir en el hincado, depende del tipo y las condiciones de los materiales que se atraviesa, y que presentan problemas distintos. El procedimiento más usual para el hincado es con cucharones de concha de almeja o gajos accionados por malacates o dragas. El cucharón que se utiliza se deja caer abierto para que penetre en el material, accionándolo después para cerrarlo y sacar el material fuera del cilindro o cajón y depositarlo en la parte externa. Existen otros procedimientos a seguir en el hincado como con eyectores, con gente, con arietes, con lastre, con dinamita, con chiflones, etc.

Normalmente es necesaria la combinación de varios procedimientos de hincado, ya que por lo regular no se encuentra material de un solo tipo.

- Tapones inferiores.

Para el colado de los tapones inferiores, que generalmente se hace bajo agua, se emplean dos procedimientos; el primero con bote de colado de fondo móvil que se maneja mediante dos tambores de un malacate o draga. El peso del concreto -

obliga que la tapa inferior se abra y que el concreto fluya y se acomode. El otro procedimiento es el de tubo Tremie.

- Tapones superiores.

Para la construcción del tapón superior, se emplea generalmente una cimbra perdida que se apoya o se cuelga del brocal del cilindro o cajón.

Generalmente en los cajones profundos se rellena el hueco interior para el colado del tapón superior ya que la obra falsa resultaría muy cara dado el claro y el espesor de los tapones.

## 5.- CONCLUSIONES

Para cumplir satisfactoriamente con el comportamiento adecuado de un cimiento, es recomendable atender a cada una de las etapas que implican para su determinación.

Debemos tener presente, en el tiempo que corresponde a cada etapa, todas las herramientas e información necesarias para lograr resolver lo mejor posible los problemas que se susciten en el desarrollo del cimiento de una estructura, durante su proceso constructivo y su función como tal.

En el proyecto de una cimentación, es necesario conocer -- las características del lugar de apoyo. Desde saber con qué tipo de terreno se trata, hasta poder determinar indicadores que nos den una idea del probable comportamiento del subsuelo al edificar una obra de ingeniería.

La identificación del sitio es indispensable para determinar, preliminarmente, la respuesta de nuestra estructura. Si la importancia de la obra en cuestión, requiere de conocer en detalle su posible comportamiento, es lógico que se tengan que fijar con cierta precisión las propiedades del subsuelo. Para lograr ésto, se necesita elegir un proceso apropiado a las condiciones existentes, y que tengan como finalidad dar a conocer la forma de portarse del suelo o roca con que tratamos. El proceso apropiado debe ser aquél que con las características que existen y la tecnología en el ramo, nos ayuden a definir las propiedades del subsuelo. Además, como parte de este proceso se deben - - -

conocer las teorías adecuadas, para que con apoyo de ellas se -  
puedan aplicar los trabajos de laboratorio y campo. Es decir, -  
una vez que se tengan los resultados de la exploración y muestreo  
y se hayan hecho las pruebas de laboratorio y pruebas en sitio -  
respectivas, proceder a calcular el comportamiento aproximado del  
terreno.

Lo relevante, para conocer la actitud de un suelo, está -  
en aplicar adecuadamente los conceptos teóricos a los resultados  
prácticos de la exploración del sitio. Sin olvidar que los méto-  
dos de exploración y pruebas de laboratorio están basadas tam- -  
bién en la teoría. Sin embargo, en ocasiones los errores, que -  
se presentan al dar el resultado final del comportamiento, en mu-  
chos casos se debe a la mala interpretación de los valores de --  
campo o laboratorio. La experiencia y el sentido común juegan -  
un papel importante para saber cuándo existen irregularidades. -  
Al referirse al comportamiento del suelo o roca, generalmente se  
le ha calificado como probable, aproximado, posible, etc., y es-  
to se debe a que en la mayoría de los casos resulta éso precisa-  
mente. Los cálculos que se hacen no son mas que indicadores del  
sitio de apoyo. Usando estos valores y razonando las teorías, -  
es como nos explicamos con aproximación a la realidad de los fe-  
nómenos de la naturaleza.

Cuando no consideramos con detalle el apoyo de nuestra - -  
obra, es porque ésta no reviste gran importancia para alterar en  
consideración el subsuelo, o porque el lugar ha sido suficiente-  
mente estudiado que nos sugieren (Reglamentos y Códigos) - - - -

construir determinadas cimentaciones. Pero cuando no sabemos nada de las características del suelo o roca, se está sujeto a tener problemas si el apoyo o cimiento elegido, resulta inconveniente para la obra de ingeniería. Por lo tanto, es siempre adecuado definir al menos el tipo de suelo y roca en el que se encuentra. Las medidas y precauciones posteriores ha tomar serán al juicio del ingeniero en función de posible información indirecta que se pueda obtener.

Los casos comunes que ocurren al no considerar el lugar de apoyo, es que el suelo sufra deformaciones que hacen que la propia estructura y las adyacentes fallen o sea tal su apariencia que dejen de ser funcionales y queden deshabitadas sin cumplir con su objetivo. Cuando el apoyo es una roca puede fallar bruscamente o tener consecuencias graves debido a discontinuidades de su masa, que se desconocen.

La selección del tipo de cimiento adecuado es aquella en la que se optimicen los factores economía, funcionalidad y seguridad del conjunto a edificar.

Durante la etapa de diseño estructural de la cimentación, es indispensable tener presente por una parte, las características de la conducta del sitio de apoyo que se traducen en los valores de la capacidad de carga admisible, la magnitud, rapidez y localización de los asentamientos o expansiones, y la distribución de la presión del terreno sobre los elementos estructurales

del cimiento. Por otra parte, deben tenerse definidas la distribución y magnitud de las descargas de la estructura. Con esta información y fijando en cierto momento el tipo de materiales que se utilizarán para construir el cimiento, es posible determinar el diseño respectivo de los elementos estructurales basándose en las teorías del comportamiento del material que se usa.

La dificultad del análisis y diseño estructural de las cimentaciones está principalmente en definir la configuración de las presiones actuantes del suelo. Es decir, lo heterogéneo que resultan los componentes del subsuelo hace que la presión en el cimiento sea un tanto desconocida, mientras que en las rocas pueda considerarse con una configuración de presiones mayormente identificada.

Cuando una cimentación es apoyada sobre roca, la estructura puede considerarse sostenida continuamente, o bien, que el mismo sitio de apoyo se considere como una cimentación implícitamente. Si el cimiento se apoya sobre un suelo, la distribución de presiones de éste puede aproximarse a las tipo, sobre arcilla o arena, y con ellas realizar el análisis hasta lograr una compatibilidad entre el comportamiento del suelo y la estructura en cuestión. Otra opción, para solucionar esta dificultad, es analizar conjuntamente el suelo y la estructura. Para esto, como se comentó, se necesita tener más información del suelo y efectuar una metodología de cálculo específico.



Lo que tiene que cumplirse es que exista un equilibrio entre la respuesta del subsuelo y las acciones del inmueble. Cuando se llega a esta condición es posible tomar las fuerzas internas que se generan y con ellas determinar el diseño respectivo a cada elemento estructural de la cimentación.

Cuando se desconocen algunas características del suelo -- ( $AH_t$ ) y de la roca (cavernas, juntas de deslizamiento), lo que -- comúnmente se hace es suponer condiciones desfavorables y diseñar con ellas. Esto conduce a diseños mayores que los necesarios y -- consecuentemente mayor consumo de materiales estructurales, así -- como considerar otros elementos extra, que puedan absorber esas -- condiciones.

Por tanto resulta evidente que para llevar a cabo un diseño estructural adecuado, sea necesario conocer lo más posible al lugar de apoyo y el comportamiento estructural del material con -- el que serán conformados los elementos de la cimentación.

En la etapa correspondiente a construcción del cimiento, -- se requiere además de contar con un equipo de excavación, fijar -- las características del suelo ha remover, con sus consecuencias, y las condiciones del comportamiento de las estructuras vecinas, al variar en cierto grado sus apoyos.

Dependiendo de la cantidad y dificultad de excavación se -- utilizarán equipos y máquinas apropiadas para ello. Generalmente

es en el suelo en el que ha de excavarse para alojar la cimentación que en un macizo rocoso.

Si la obra de edificación se localiza de tal manera que para construir su base pueda utilizarse el mismo material de suelo para sostener los cortes necesarios de excavación y además soportar la sobrecarga de la estructura vecina, puede abstenerse de utilizar ademes. Si no es así, entonces deberá usarse el ademe y equipo adecuado para instalarlos.

El fin del ademe o de los taludes es proporcionar seguridad a la estructura adyacente y al sitio mientras se aloja la cimentación.

Para poder determinar el equipo y métodos para excavar, ademar y mantener nuestra zona apta para el trabajo, hay que tener presente las propiedades del suelo y de los equipos propiamente. Debe utilizarse el que más convenga en función de las condiciones que se puedan presentar.

Similarmente para la construcción y colocación del sistema cimiento es útil contar con las características del equipo y maquinaria para realizar dicho trabajo.

Cuando no se consideran los aspectos antes comentados, se puede incurrir en errores durante la etapa constructiva, lo que se transforma en pérdidas de dinero y tiempo.

El Proyecto, Diseño y Construcción, son etapas dependientes entre sí, por lo que deberán analizarse cada una de ellas detenidamente, tomando en cuenta las consecuencias que puedan presentarse al hacer una decisión en alguna de éstas. Siempre tratando de lograr que en conjunto asegure la funcionalidad, economía y seguridad del cimiento.

## Bibliografía.

- Bowles Joseph E.  
"Foundation Analysis and Design".  
3rd. edition. Mc Graw-Hill, U. S. A.
- Crespo Villalaz Carlos  
"Mecánica de Suelos y Cimentaciones".  
2da. edición. Edit. LIMUSA. México
- D.E.C.F.I., U.N.A.M.  
"Diseño y Construcción de Cimentaciones".  
Julio, 1983. DECFI, UNAM. México.
- Faber John, Mead Frank  
"Foundation Design Simply Explained".  
1961. Oxford University Press. Great Britain.
- Instituto de Ingeniería, U.N.A.M.  
"Normas Técnicas Complementarias del Reglamento  
de Construcciones para el Distrito Federal".  
No. 400, 401, 403, 405  
Julio, 1977. Inst. de Ing. UNAM. México
- Lauder V. C.  
"Cimientos".  
1a. Edición. Edit. BLUME. España
- Manning G. P.  
"Design and Construction of Foundations".  
2nd. edition. Cement and Concrete Association.  
Great Britain.

- Peck Ralph B., Hanson Walter E., Thornburn Thomas H.  
"Ingeniería de Cimentaciones".  
2da. edición. Edit. LIMUSA. México.
  
- Teng Wayne C.  
"Foundation Design".  
1962. Prentice - Hall. U. S. A.