

64



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

CRITERIOS DE SELECCION PARA PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS DE CIMENTACIONES

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
MENDOZA ROSAS MARCO TULIO

DIRECTOR DE TESIS: ING. ALEJANDRO PONCE SERRANO



MEXICO, D.F.

2000

27679



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/162/95

Señor
MARCO TULIO MENDOZA ROSAS
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. ALEJANDRO PONCE SERRANO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

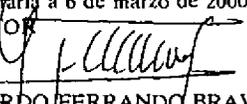
"CRITERIOS DE SELECCION PARA PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS DE CIMENTACIONES"

- INTRODUCCION**
- I. CLASIFICACION Y GENERALIDADES DE LAS CIMENTACIONES
 - II. CIMENTACIONES SUPERFICIALES
 - III. CIMENTACIONES SEMIPROFUNDAS
 - IV. CIMENTACIONES PROFUNDAS
 - V. CRITERIOS DE SELECCION
 - VI. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS
 - VII. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitario a 6 de marzo de 2000.
EL DIRECTOR


M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/mstg.

*CON UN PROFUNDO AGRADECIMIENTO
A MI AMIGO ING. ALEJANDRO PONCE,
POR TODO EL APOYO QUE ME HA BRINDADO.*

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

*CON LA FIRME PROMESA
DE PROCURAR POR NO DEFRAUDARLES
A TODAS AQUELLAS PERSONAS QUE HAN CONFIADO EN MI.*

CONTENIDO

INTRODUCCION

CAPITULO I CLASIFICACION Y GENERALIDADES DE LAS CIMENTACIONES

I.1. - ¿QUE ES UNA CIMENTACION?	1
I.2.- CLASIFICACION GENERAL DE LAS CIMENTACIONES.	1
I.2.1.- Cimentaciones superficiales.	6
I.2.2.- Cimentaciones semiprofundas.	6
I.2.3.- Cimentaciones profundas.	6
I.3.- MATERIALES UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES.	7
I.3.1.- Cimentaciones de piedra.	7
I.3.2.- Cimentaciones de concreto simple.	7
I.3.3.- Cimentaciones de concreto armado.	8
I.3.4.- Cimentaciones de fierro.	8
I.3.5.- Cimentaciones de madera.	9
I.4.- ESTUDIOS PRELIMINARES PARA EL DISEÑO DE LAS CIMENTACIONES.	10
I.4.1.- Tipos de falla por capacidad de carga.	11
I.4.1.1.- Falla por corte general.	11
I.4.1.2.- Falla por punzonamiento.	11
I.4.1.3.- Falla por corte local.	11
I.4.2.- Estudios de cargas.	12
I.4.3.- Estudios previos al suelo.	12

CAPITULO II CIMENTACIONES SUPERFICIALES

II.1.- INTRODUCCION.	15
II.2.- CLASIFICACION DE LAS CIMENTACIONES SUPERFICIALES.	16
II.2.1.- Zapatas.	16
II.2.1.1.- Disposiciones constructivas.	17
II.2.1.2.- Comprobaciones estructurales.	19
II.2.1.2.1.- Flexión.	19
II.2.1.2.2.- Cortante y punzonamiento.	20
II.2.2.- Zapatas aisladas.	21
II.2.2.1.- Principios de diseño.	22
II.2.3.- Zapatas corridas.	24
II.2.3.1.- Principios de diseño.	25
II.2.4.- Losas de cimentación.	26
II.2.4.1.- Tipos de losas particulares.	30
II.2.4.2.- Disposiciones constructivas.	31
II.2.5.- Cimentación de vías terrestres.	33
II.2.5.1.- Carreteras y aeropistas.	34
II.2.5.1.1.- Elementos básicos que constituyen la infraestructura de las vías terrestres.	34
II.2.6.- Cimentaciones de presas.	37
II.2.6.1.- Requisitos de cimentación según el tipo de presa.	38
II.2.6.2.- Tipos de cimentaciones para presas.	38
II.2.6.2.1.- Cimentaciones de roca sólida.	38
II.2.6.2.2.- Cimentaciones de grava.	39
II.2.6.2.3.- Cimentaciones de limo o de arena fina.	39
II.2.6.2.4.- Cimentaciones de arcilla.	39
II.2.6.2.5.- Cimentaciones irregulares.	39

CAPITULO III CIMENTACIONES SEMIPROFUNDAS

III.1.- INTRODUCCION.	40
III.2.- CLASIFICACION DE LAS CIMENTACIONES SEMIPROFUNDAS.	40
III.3.- TIPOS DE CAJONES O BASAMENTOS.	42
III.4.- DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS CAJONES.	43
III.4.1.- Diseño de la zarpa.	43
III.4.2.- Diseño de los muros en voladizo.	44
III.4.3.- Diseño de las losas de piso.	47
III.5.- CRITERIOS DE DISEÑO.	48
III.5.1.- Excentricidad de cargas.	48
III.5.2.- Capacidad de carga.	48
III.5.3.- Rigidez de la cimentación.	50
III.6.- CIMENTACIONES SEMICOMPENSADAS.	50
III.7.- CIMENTACIONES TOTALMENTE COMPENSADAS.	52
III.8.- CIMENTACIONES SOBRECENSADAS.	53

CAPITULO IV CIMENTACIONES PROFUNDAS

IV.1.- INTRODUCCION.	55
IV.2.- CLASIFICACION DE LAS CIMENTACIONES PROFUNDAS.	56

IV.3.- PILOTES Y PILAS.	57
IV.3.1.- Disposiciones constructivas y criterios de diseño.	57
IV.3.2.- Diseño estructural.	63
IV.3.3.- Tipos de pilas y pilotes.	66
IV.4.- CILINDROS.	70
IV.4.1.- Disposiciones constructivas.	70
 CAPITULO V CRITERIOS DE SELECCION	
V.1.- ESPECIFICACIONES DE PROYECTO.	73
V.1.1.- Supervisión y control de calidad.	73
V.2.- CARACTERISTICAS DE LA SUBESTRUCTURA.	76
V.3.- CONDICIONES DEL SUELO.	77
V.3.1.- Estratigrafía y propiedades del suelo.	77
V.3.2.- Condiciones locales.	79
V.3.2.1.- Agrietamientos.	79
V.3.2.2.- Suelos colapsables.	83
V.3.2.3.- Suelos expansivos.	84
V.3.2.4.- Zonas minadas.	85
V.3.2.5.- Rellenos.	92
V.3.2.6.- Fallas geológicas.	94
V.3.3.- Profundidad y variaciones del nivel freático.	96
V.4.- MAQUINARIA Y EQUIPO.	100
V.4.1.- Disponibilidad.	100
V.4.2.- Rendimientos.	100

V.5.- FACTORES AMBIENTALES.	101
V.5.1.- Clima.	101
V.5.2.- Acción del viento.	102
V.5.3.- Acción del agua.	102
V.5.4.- Sismicidad.	103
V.5.5.- Obras inducidas.	104
V.5.6.- Disponibilidad de áreas de trabajo.	105
V.5.7.- Acceso al sitio.	105

V.6.- PROGRAMA DE OBRA.	105
--------------------------------	-----

V.7.- ASPECTOS DE SEGURIDAD.	107
-------------------------------------	-----

V.8.- ECONOMIA.	111
------------------------	-----

CAPITULO VI PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

VI.1.- INTRODUCCION	114
----------------------------	-----

VI.2.- METODOS DE EXCAVACION.	115
--------------------------------------	-----

VI.3.- CONSTRUCCION DE LA SUBESTRUCTURA.	117
---	-----

VI.3.1.- Zapatas.	117
-------------------	-----

VI.3.2.- Losas.	118
-----------------	-----

VI.3.3.- Pilotes.	119
-------------------	-----

VI.3.3.1.- Pilotes con desplazamiento hincados a golpe.	119
---	-----

VI.3.3.2.- Pilotes con poco desplazamiento hincados a presión y preexcavados.	120
--	-----

VI.3.3.3.- Pilotes de acero.	121
------------------------------	-----

VI.3.3.4.- Pilotes sin desplazamiento colados en el lugar.	121
--	-----

VI.3.4.- Pilas.	123
VI.3.5.- Cilindros.	126
VI.3.6.- Cajones de cimentación.	126

CAPITULO VII CONCLUSIONES

CONCLUSIONES	127
--------------	-----

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	131
----------------------------	-----

INTRODUCCION

En mi paso a través de las aulas universitarias de la gloriosa Facultad de Ingeniería, he tenido la fortuna de encontrarme con gente muy valiosa en todos los sentidos, personas que por un lado, han compartido conmigo sus conocimientos y experiencias de carácter profesional y por otro, que me han legado una huella imborrable al inculcarme sus principios y valores no sólo como verdaderos profesionales, sino también como seres humanos.

No obstante, a pesar de los grandes esfuerzos emanados por estos hombres y otros más que como ellos han dedicado parte importante de su vida a la formación de nuevos y mejores ingenieros, en dicha travesía me he percatado que aún hay mucho por hacer.

En los suelos por ejemplo, sabemos que éstos no son perfectos, ya que si lo fueran no habría necesidad de modificarlos ni al mismo tiempo exigirían un verdadero esfuerzo para poder desplantar una obra de ingeniería sobre ellos.

Mencionemos algunos casos:

Los suelos granulares pueden licuarse durante un terremoto, causando asentamientos. El resultado: daños a edificios, puentes, presas, etc. Las arcillas blandas no presentan suficiente capacidad de carga para una nueva construcción. Las arcillas expansivas causan daños a carreteras y vías ferroviarias. Aun la roca más firme no es tan sólida como parece y las calizas, por ejemplo, presentan fisuras y cavidades debido al flujo subterráneo, causando asentamientos en la superficie.

Estos son algunos de los problemas a los que tiene que enfrentarse el ingeniero y que como tal, debe procurar por darles la solución más acertada.

Es por eso que a raíz de una inquietud personal, surge la idea de elaborar un documento que aunque en mínima escala sirva como apoyo y se una a los esfuerzos orientados a la formación de nuevos recursos humanos que coadyuven al desarrollo de México y por ende a una mejor calidad de vida para nuestra sociedad.

Una vez manifestada la razón de ser de "CRITERIOS DE SELECCION PARA PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS DE CIMENTACIONES", es conveniente definir el objetivo que persigue así como sus alcances y limitaciones.

Diremos entonces, que el objetivo de este trabajo por un lado, es brindar al estudiante un panorama general de los diversos criterios a considerar en el proceso de selección del adecuado procedimiento constructivo para algún tipo de cimentación dado, así como de los aspectos técnicos desarrollados en el diseño de las mismas; y por otro, servir de guía para el profesional que se encuentre atendiendo problemas de esta índole.

De esta manera, podemos intuir que se trata de un documento que no aborda en forma detallada los aspectos de diseño ni estructural, ni geotécnico para los diferentes tipos de cimentaciones existentes. Sin embargo, también se intuye que la construcción de cualquier obra de ingeniería jamás podrá ir desligada de dichos aspectos de tal manera que sí se hace mención de ellos; pues se parte de la firme convicción de que al usuario no se le debe inundar con más nivel de detalle que el necesario para el propósito.

Por esta razón, se decidió que este trabajo constara de siete capítulos estructurados de la siguiente manera:

El primero de ellos está dedicado a la clasificación y a las generalidades de las cimentaciones, como lo son los materiales utilizados en su construcción y los estudios preliminares en su diseño.

Posteriormente se presentan los capítulos II, III y IV, orientados cada uno al estudio particular de las cimentaciones superficiales, semiprofundas y profundas

respectivamente y en los que se tratan temas como sus disposiciones constructivas y sus principios de diseño.

El capítulo central de este documento, el número V, versa sobre los criterios de selección de los diversos procedimientos constructivos para las cimentaciones. Aquí cabe aclarar, que este capítulo ha sido desarrollado en gran medida con base a la experiencia práctica que varios ingenieros civiles y otros de disciplinas afines han vertido en exposiciones, conferencias, artículos y manuales principalmente.

Los procedimientos constructivos, tratados de forma muy general son presentados en el capítulo VI.

Finalmente, el capítulo VII recoge los comentarios y conclusiones a los que se ha llegado después de llevar a cabo el presente trabajo.

Por último, quisiera comentar que un tema estrechamente ligado al que en este caso nos ocupa es el referente al mejoramiento de los suelos y precisamente por la importancia del mismo, es que no se aborda en este momento dejando al usuario la libertad y el compromiso de su estudio en la medida que él así lo desee.

COMITÉ DE INVESTIGACIÓN DE LAS SIMENACIONES

CAPITULO I

CLASIFICACION Y GENERALIDADES DE LAS CIMENTACIONES

1.1.- ¿ QUE ES UNA CIMENTACION?

Estructuralmente hablando se concibe la idea de una cimentación como aquellos elementos cuya función es la transmisión de cargas vivas, muertas y accidentales que proporciona toda la obra en sí hacia la masa térrea sobre la cual está desplantada y que será el suelo soportante de la misma, produciendo en éste un sistema de esfuerzos que puedan ser resistidos con seguridad sin provocar asentamientos, o con asentamientos tolerables, ya sean éstos uniformes o diferenciales.

Es preciso distinguir en toda estructura dos partes principales: la superestructura y la subestructura, de las que se hablará más adelante.

En cuanto a la subestructura, ésta tiene dos aspectos, una parte superior A, la cual limita con la superestructura de la obra que se ejecuta y una segunda parte B, que queda en contacto directo con el suelo (ver fig. 1.1).

1.2.- CLASIFICACION GENERAL DE LAS CIMENTACIONES.

Durante mucho tiempo el ingeniero civil se ha preocupado por el comportamiento de las cimentaciones, preocupación que hasta no hace muchos años llevó al constructor al establecimiento de bases puramente empíricas más que a un análisis científico del comportamiento de las mismas.

Los fracasos obtenidos en aquel tiempo obligaron al ingeniero de entonces a la racionalización de las cimentaciones. Fue así que relacionando la carga que sería soportada con la propia superficie del cimiento se trató de establecer un valor seguro del esfuerzo que sería capaz de soportar aquel suelo particular.

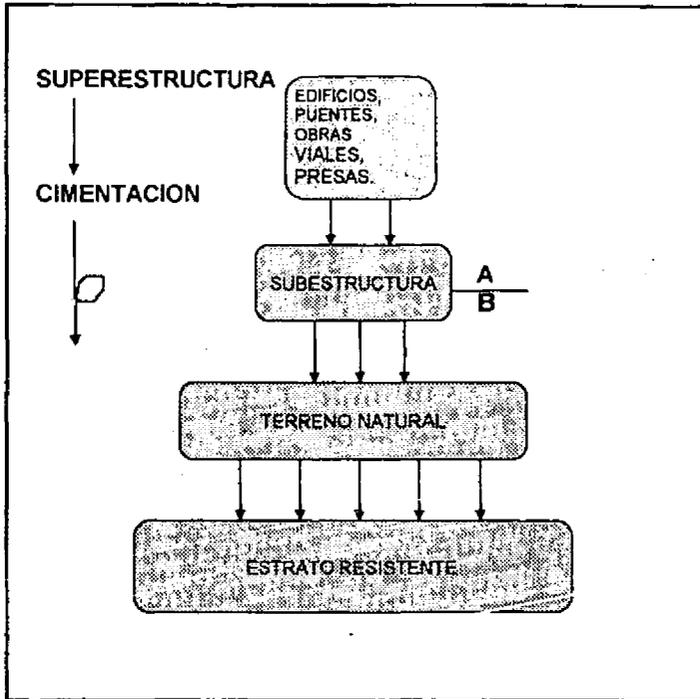


Fig. I. 1 Esquema General.

Como generalmente las cargas transmitidas al terreno producirían mayores esfuerzos a éste, que los que sería capaz de soportar sin sufrir asentamientos apreciables, la mayoría de los dispositivos de transmisión consisten en la simple ampliación de las superficies encargadas de transmitir dichas cargas.

A partir de 1920 con el desarrollo de las Teorías de Capacidad de Carga el ingeniero tuvo una base más o menos científica para continuar con sus estudios sobre las cimentaciones, teorías que aunadas al gran avance obtenido en el estudio de los suelos, en técnicas de medición y en todos los demás campos de la ingeniería afines a la geotécnica han permitido al constructor actual una metodología de proyecto y construcción de cimentaciones cada vez más racional.

Ahora bien, tales teorías de capacidad de carga y el conocimiento de las propiedades de los suelos, así como la forma, distribución de las cargas y según la profundidad de desplante D de la porción B de una cimentación hacen posible una clasificación en grupos de las cimentaciones como la que se presenta en la fig. I. 2.

Por otro lado, se presenta también la clasificación de cimentaciones propuesta por: M.C. Francisco Zamora Millán, M.I. Agustín Deméneghi C., y la Ing. Margarita Puebla Cadena.

Esta clasificación está hecha en función de la profundidad de desplante de la parte B de la cimentación y del ancho de la misma.

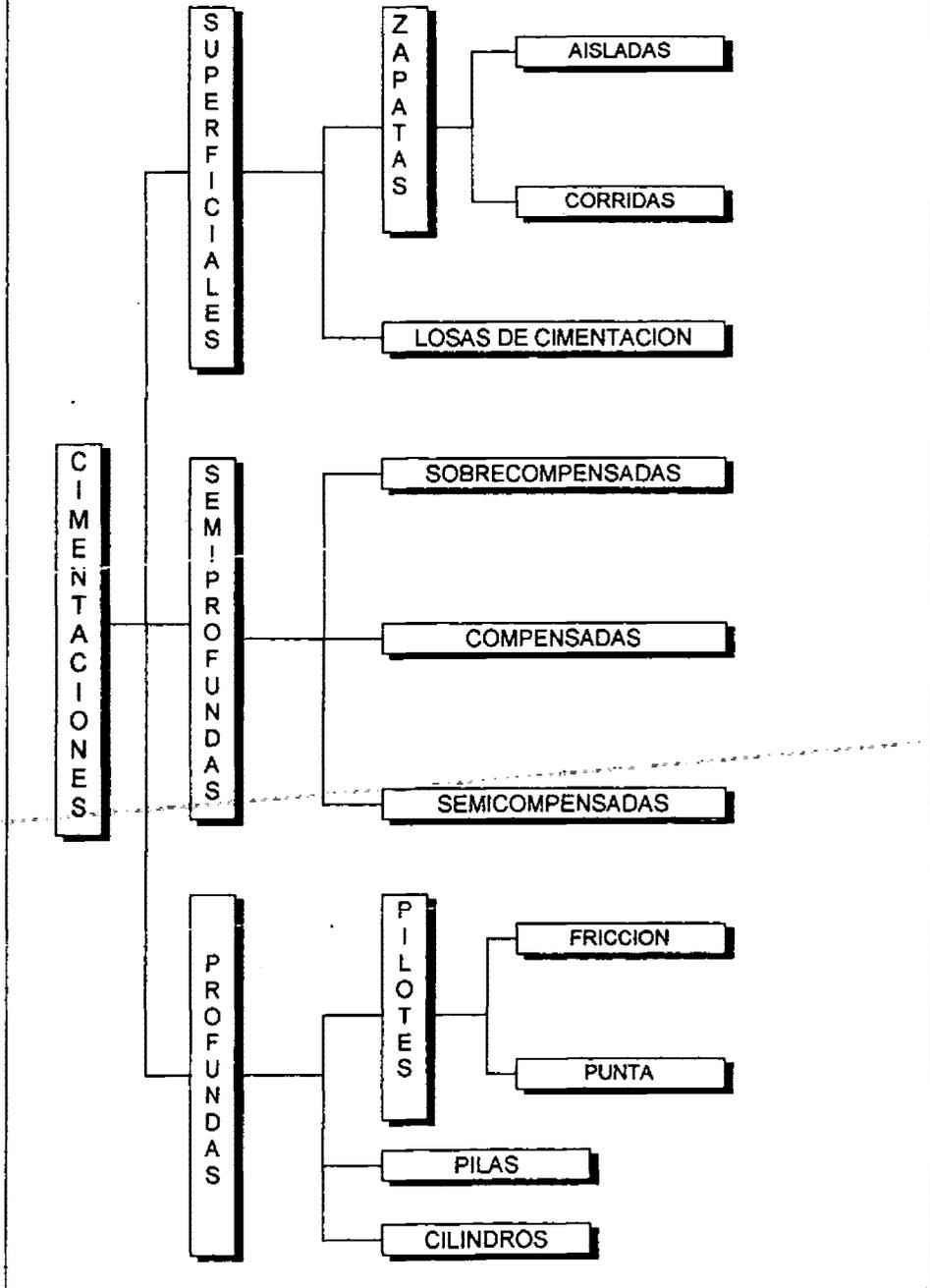
Considerando un espacio cartesiano ortogonal, cuyos ejes sean por un lado la profundidad de desplante y por el otro el ancho, (ambos del cimiento). Se pueden limitar los tipos de cimentación fijando profundidades, anchos mínimos y máximos, y fronteras arbitrarias constituidas con rectas de pendientes diferentes para cada clase de cimientos.

En estas condiciones se denominarán cimentaciones superficiales aquellas que tienen menos de 6 m de profundidad cualquiera que sea su ancho. Cuando el ancho de un cimiento, es mayor de tres metros, y su profundidad de desplante es menor de 2.5 veces el ancho, también se considera que siguen siendo superficiales, hasta llegar a un máximo de 15 m de cota de desplante, arriba de estos límites (ver la gráfica 1), ya serán cimentaciones profundas.

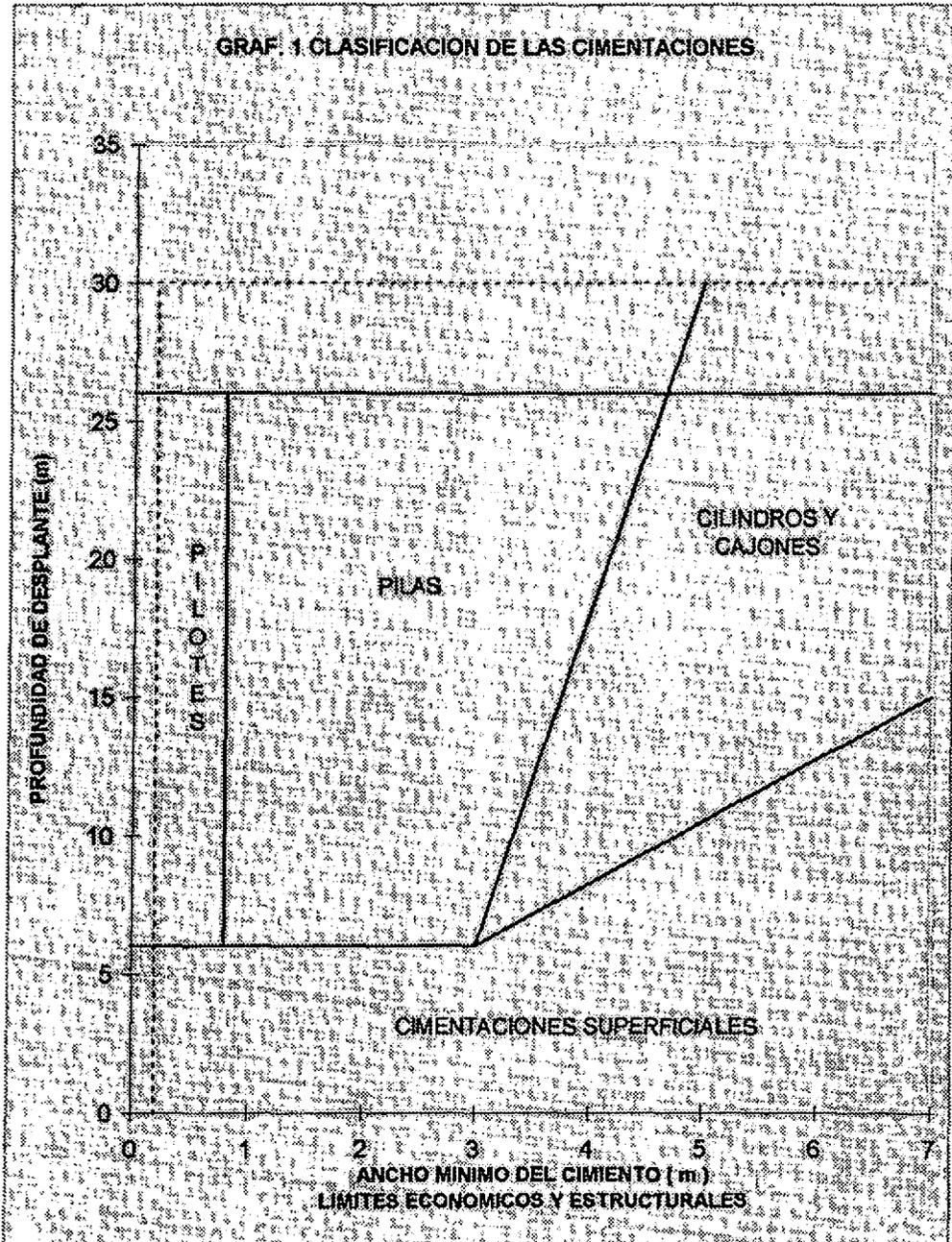
Estas últimas se dividen en cilindros o cajones cuando su ancho es mayor que 3 m y la profundidad mayor de 6 m, hasta llegar a la recta limitrofe que tiene pendiente 12 a 1 y que pasa por el punto 3 m de ancho y 6 m de profundidad.

Cuando se tienen anchos menores de los definidos para los cilindros, pero mayores de .80 m y profundidad mayores de 6 m, se denominan pilas y se llaman pilotes si tienen anchos menores de .80 m y profundidad mayores de 6 m.

FIG. I. 2 CLASIFICACION GENERAL DE LAS CIMENTACIONES.



GRAF. 1 CLASIFICACION DE LAS CIMENTACIONES



En la gráfica 1, se muestran las clasificaciones propuestas por los ingenieros antes mencionados. Las líneas punteadas marcan los límites de las cimentaciones fijadas por razones constructivas o económicas.

I.2.1.- CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

Designamos con el nombre de cimentaciones superficiales aquellas que se apoyan en las capas superficiales del terreno, por tener éstas la suficiente capacidad de carga para soportar las construcciones así apoyadas.

Además, cabe aclarar que en estas cimentaciones $D \leq B$.

I.2.2.- CIMENTACIONES SEMIPROFUNDAS.

Este tipo de cimentaciones se presenta cuando se tiene que ejecutar excavaciones considerables ya que se ha optado por el sistema de substituir peso del terreno por peso del edificio, todo esto debido a que por ser grande el peso de la superestructura la capa superficial del suelo no puede soportarlo.

Las cimentaciones semiprofundas pueden ser totalmente compensadas o compensadas parcialmente en las que el resto de la carga se transmite al suelo por apoyo directo, por permitirle así la capacidad de carga de éste y por resultar los asentamientos que se produzcan dentro de límites tolerables para la estructura de que se trate.

I.2.3.- CIMENTACIONES PROFUNDAS.

Denominamos cimentaciones profundas aquellas en las cuales por ser muy grande el peso de la construcción y no poderlo resistir las capas superficiales, nos vemos obligados a apoyarnos en capas más profundas y más resistentes.

I.3.- MATERIALES UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

En cuanto a la manufactura de las cimentaciones superficiales, los materiales que más comúnmente se emplean en nuestro país en su elaboración son: la piedra brasa (recinto basáltico) u otras piedras, el concreto simple o reforzado, el fierro y, para obras provisionales la madera.

Para que un elemento constructivo llene las condiciones de una cimentación, debe ser resistente al desgaste, a los agentes destructivos propios del terreno, y capaz de resistir las cargas que recibe, las cuales debe transmitir al terreno.

I.3.1.- CIMENTACIONES DE PIEDRA.

Para las cimentaciones superficiales y en construcciones pequeñas, generalmente se utiliza la piedra brasa o cualquier otro tipo de piedra que reúna las cualidades ya mencionadas, las cuales proporcionan elementos de considerable peso volumétrico y una bastante baja fatiga de trabajo.

Estas cimentaciones se construyen seleccionando las piedras y su colocación con objeto de que la transmisión se haga en forma normal a sus caras, y evitar planos inclinados que provoquen posibles deslizamientos en las piedras.

I.3.2.- CIMENTACIONES DE CONCRETO SIMPLE.

Algunas veces se utilizan cimentaciones de concreto simple sin refuerzo, cuando no importa el peso de las mismas. En estos cimientos se suprime el armado de acero de tensión, pero es conveniente armarlos con acero para dilataciones debidas a cambios de temperatura.

Su escarpio máximo es de 45° y pueden hacerse bien en forma de pirámide truncada o escalonados.

Son usados también para cimentaciones de maquinaria.

I.3.3.- CIMENTACIONES DE CONCRETO ARMADO.

El concreto armado es un material ideal para proveer a las construcciones de cimentaciones adecuadas, variando desde la más simple hasta las más complicada.

Los cimientos corridos o aislados no deben hacerse de concreto simple para sustituir a los de piedra, cuando en algún sitio no se disponga de ella, o cuando no se consiga el hierro necesario, pues tienen el defecto de que, por dilataciones o asentamientos, pueden romperse siguiendo líneas de rotura que los fraccionen peligrosamente.

Pero hay terrenos resistentes y a la vez de fácil excavación que permiten hacer en ellos verdaderos moldes en los que, sin ninguna necesidad de cimbra, se puede vaciar, a manera de cimiento, el concreto que queda confinado. En su parte superior se colocan unas varillas que sirven de liga para toda la cimentación y sobre ellos se desplantan ya los muros de carga.

Las mismas varillas se aumentan para constituir las contratraves que sean necesarias cuando así lo exigen los claros de la construcción.

De todas maneras, en la mayoría de los casos, los cimientos de concreto se hacen precisamente de concreto armado.

I.3.4.- CIMENTACIONES DE FIERRO.

Estas cimentaciones han caído totalmente en desuso. Estaban hechas con viguetas de acero dispuestas en forma piramidal y recubiertas con concreto para protegerlas de la humedad. Estos recubrimientos se armaban por medio de mallas de alambre para obtener una buena adherencia con el concreto. Las había aisladas, de zapatas corridas y de plataforma; eran sumamente pesadas y de un costo muy elevado.

Los cimientos aislados se construían con viguetas que se iban cruzando en ambas direcciones. Su cálculo se reduce al de las viguetas que las forman.

1.3.5.- CIMENTACIONES DE MADERA.

Otro tipo de cimentación, usado generalmente para estructuras provisionales, es el hecho por medio de piezas de madera colocadas también en forma piramidal y cuyo objeto es la transmisión de las cargas en una zona de mayor área.

Se usan también para andamios, cimbras (arrastres) y obras similares.

Por otra parte, los materiales más comunes en la construcción de cimentaciones profundas son la madera, el concreto, el fierro, arena o alguna combinación entre los materiales ya mencionados, es decir, las cimentaciones pueden ser mixtas.

Estos materiales se emplean en función de la longitud de los pilotes, pilas o cilindros, que habrán de utilizarse.

En los elementos de mayor longitud preferentemente se usan la madera y el concreto.

Los de concreto son empleados ampliamente, no así los de madera que, no obstante haber sido los que más se usaron en años pasados, actualmente han caído en desuso totalmente por las dificultades y pocas garantías que presentan; hablemos sin embargo algunos puntos sobre los pilotes de madera.

Estos tienen que estar siempre sumergidos en agua para evitar que se pudran.

Se emplean diversas maderas para su elaboración tales como: el pino, el abeto, el roble y la palmera.

Para que un pilote sea aceptable debe ser:

- 1.- Verde
- 2.- Descortezado
- 3.- Derecho
- 4.- Que no tenga curvas reversas que pasen su flecha del 1% de su longitud

5.- Que no sean menores de 6m, si son menores se les clasifica como estacas

Su resistencia se determina por su sección, por el tipo de madera empleada y se calcula por muy diversos métodos y casi todo ellos con fórmulas empíricas, que se basan en el hundimiento del pilote a los golpes del martinete y a otros factores.

En la Cd. de México se da a cada pilote una resistencia de 25 toneladas más el 33% para esfuerzos accidentales.

I.4.- ESTUDIOS PRELIMINARES PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIONES.

Entendamos que todo proyecto de ingeniería civil está conformado por dos partes desde el punto de vista estructural, estas partes son la subestructura y la superestructura, como anteriormente se dijo.

La función que desempeña la subestructura es la de recibir las cargas vivas, muertas y accidentales que bajan a ella a través de la estructura y transmitir las al suelo soportante.

Por otro lado, la superestructura es la parte de la estructura que ligada a la subestructura tiene por objeto proporcionar los espacios aprovechables para el fin asignado al proyecto, en caso de edificios es aquella parte de la estructura que está formada por losas, trabes, muros, columnas, etc.

Ahora bien, cabe mencionar que la cimentación es el conjunto formado por la subestructura y el mismo suelo en que se desplanta, no sólo la subestructura como pudiera confundirse.

El suelo soportante es aquel que directamente recibe las cargas que le transmite cualquier obra de ingeniería a través de su subestructura.

La carga admisible en una cimentación viene siendo aquella que puede ser aplicada sin producir desperfectos en la estructura soportada, teniendo además un margen de seguridad dado por el llamado coeficiente de seguridad adoptado. La carga admisible no

depende únicamente del terreno, sino también de la cimentación, de la característica estructural del proyecto y del coeficiente de seguridad que se adopte en cada caso.

I.4.1.- TIPOS DE FALLA POR CAPACIDAD DE CARGA.

Por experiencias y observaciones relativas al comportamiento de las cimentaciones, se ha visto que la falla por capacidad de carga de las mismas ocurre como producto de una rotura por corte del suelo de desplante de la cimentación. Son tres los tipos clásicos de falla bajo las cimentaciones:

I.4.1.1.- FALLA POR CORTE GENERAL.

La falla por corte general se caracteriza por la presencia, dentro del terreno, de una superficie de deslizamiento continua que se inicia en el borde de la cimentación y que avanza hasta la superficie del terreno. Este tipo de falla es usualmente súbito y catastrófico y al menos que la estructura misma no permita la rotación de las zapatas, la misma ocurre con cierta visible inclinación de la cimentación provocando un hinchamiento o bufamiento del suelo a los lados de la cimentación aunque el colapso final del mismo se presenta de un sólo lado.

I.4.1.2.- FALLA POR PUNZONAMIENTO.

La falla por punzonamiento se caracteriza por un movimiento vertical de la cimentación mediante la compresión del suelo inmediatamente debajo de ella. La rotura del suelo se presenta por corte alrededor de la cimentación y casi no se observan indicios de éste junto a la cimentación, manteniéndose el equilibrio, tanto vertical como horizontal de la misma.

I.4.1.3.- FALLA POR CORTE LOCAL.

La falla por corte local representa una transición entre las dos anteriores pues tiene características tanto del tipo de falla por corte general como del de punzonamiento. En este tipo de falla, por corte local, existe una marcada tendencia al bufamiento del suelo a los lados de la cimentación y además la compresión vertical debajo de la cimentación es fuerte y las

superficies de deslizamiento terminan en algún punto dentro de la misma masa del suelo. Solamente cuando se llega a presentar un caso de desplazamiento vertical muy grande (del orden de la mitad del lado o del diámetro de la zapata) puede suceder que las superficies de deslizamiento lleguen a la superficie del terreno, pero aún en este caso no se produce una falla catastrófica ni inclinación de la zapata.

Para que las cargas se transmitan adecuadamente y evitar hundimientos diferenciales, es indispensable eliminar cualquier relleno o capa vegetal que impida desplantar directamente en el estrato resistente.

Tomando en cuenta los factores anteriores, podemos sugerir la siguiente secuela de estudio previa a la determinación de cualquier tipo de cimentación.

- a) Estudio de cargas, llevando a cabo un análisis cuidadoso y lo más apegado posible a la realidad.
- b) Determinación de la capacidad de carga del suelo de cimentación.
- c) Preparación de varios anteproyectos de los diferentes tipos posibles de cimentación.
- d) Selección del tipo de cimentación más adecuado atendiendo:
 - Rapidez en la construcción.
 - Economía.
 - Adaptabilidad.

1.4.2.- ESTUDIO DE CARGAS.

Para llevar a cabo el estudio de las cargas de una determinada estructura, es necesario apegarse al Reglamento de Obras Públicas de la localidad.

Las cargas que gravitan sobre una estructura se dividen en: cargas muertas, cargas vivas y cargas accidentales.

Las cargas muertas son aquellas que forman parte integrante de la estructura. Las cargas vivas son aquellas que gravitan sobre la estructura sin ser parte integrante de la misma de un modo continuo o casi continuo, mientras que las cargas accidentales son aquellas que actúan en forma irregular como la acción del viento y de los sismos.

I.4.3.- ESTUDIOS PREVIOS AL SUELO.

Es necesario realizar un buen estudio geotécnico, el cual consiste en la recopilación de la información existente preliminar, una verificación visual de la zona y la integración tanto de los estudios de campo como los de laboratorio que permitan un adecuado diseño de la cimentación.

De alguna manera, el reconocimiento ocular del sitio y la investigación de la información existente al respecto, se realizará mediante:

- La obtención de cartas geológicas del INEGI.
- Un recorrido del lugar buscando la existencia de:
 - fallas geológicas próximas.
 - cañadas o cortes cercanos.
 - rellenos probables.
 - minas o cavemas.

Por otra parte, el estudio preliminar del suelo podrá basarse en la siguiente secuencia:

- Se harán sondeos a cielo abierto o perforaciones con equipo.
- Se determinará el perfil estratigráfico del suelo apoyados en los resultados obtenidos de los sondeos. Conviene profundizar el sondeo hasta que la influencia de la carga sea despreciable.
- De requerirse se utilizarán métodos geofísicos para la búsqueda de la existencia de irregularidades dentro de la masa de suelo.
- Se determinará el nivel freático.
- En caso de ser necesario se obtendrán muestras inalteradas para estudios de laboratorio.

En cuanto a las pruebas de laboratorio, su objetivo es poder predecir el posible comportamiento del suelo, mediante la determinación de:

- Contenido de humedad.
- Límite líquido.
- Límite plástico.
- Índice de plasticidad.
- Relación de vacíos.
- Grado de saturación.
- Peso volumétrico húmedo.
- Peso volumétrico seco.
- Densidad de sólidos.
- Resistencia a la compresión.
- Cohesión.
- Resistencia al corte.
- Porcentaje de finos.
- Porcentajes de arena y grava.
- Angulo de fricción interna.

Finalmente, las pruebas de campo por ser limitadas en sus alcances se usan como complemento de los resultados de laboratorio o para pequeñas obras:

- Veleta: Proporciona la resistencia al cortante en suelos blandos.
- Placa: En condiciones limitadas proporciona la capacidad de carga del suelo.

Todo este estudio previo servirá al ingeniero para determinar las propiedades del suelo en que se desplantará la subestructura, con lo cual, estará en condiciones de realizar un análisis de ingeniería para poder establecer finalmente los criterios de diseño y los procedimientos constructivos para la ejecución de la cimentación.

**STAYING AT
MONTICELLO SUPERVISABLE**

CAPITULO II

CIMENTACIONES SUPERFICIALES

II.1. - INTRODUCCION.

En toda construcción, las cimentaciones constituyen el elemento a través del cual se transmiten los esfuerzos de la estructura al terreno, es decir, es un elemento de enlace que ha de tenerse en cuenta tanto en las características de la construcción como en las del terreno.

Es pues, indispensable prever, por ejemplo, cómo va a comportarse la estructura, en presencia de asentamientos diferenciales entre los puntos de apoyo sucesivos. Todos estos factores han de ser examinados antes de definir cuál es la solución técnica que mejor se adapte al problema. Sin embargo, existe otro aspecto de la cuestión que intervendrá en última instancia: se trata del costo. En efecto, en algunos casos el problema podrá resolverse de varias formas, todas ellas, igualmente satisfactorias, escogiéndose entonces la solución más económica.

El conjunto de estudios geológicos, químicos, físicos y mecánicos que tendrán que realizarse al suelo proporcionarán los datos necesarios para la determinación del comportamiento del terreno durante el curso del tiempo. O sea, que a partir de la estimación de la importancia de la estructura mediante el proyecto del mismo y de las cargas que aporta, será factible prever el tipo de cimentación que habrá de adoptarse así como en cada hipótesis la profundidad que será necesario alcanzar.

En este capítulo se estudian a grandes rasgos la cimentaciones de todos aquellos tipos que han sido considerados como superficiales, según la clasificación presentada en la fig. 1.2 del capítulo anterior y que se conocen en el ambiente ingenieril también como cimentaciones poco profundas. En general estas expresiones se refieren a cimentaciones en las que la profundidad de desplante no es mayor que un par de veces el ancho del mismo cimiento.

II.2.- CLASIFICACION DE LAS CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

Los tipos más frecuentes de cimentaciones superficiales o poco profundas son:

- Zapatas aisladas.
- Zapatas corridas.
- Losas de cimentación.
- Vías terrestres.
- Cimentaciones de presas.

II.2.1.- ZAPATAS.

Una zapata es una ampliación de la base de una columna o muro, que tiene por objeto transmitir la carga al subsuelo a una presión adecuada a las propiedades de dicho suelo.

Indudablemente, las zapatas representan la forma más antigua de cimentación. Hasta el siglo diecinueve, la mayoría de las zapatas eran de mampostería. Si se construían de piedra cortada y labrada a tamaños específicos, se les llamaba zapatas de piedra labrada. En contraste, las zapatas de mampostería ordinaria se construían con pedazos de piedra de todos los tamaños, unidos con mortero.

Este tipo de cimentaciones de mampostería eran adecuadas para casi todas las estructuras, hasta que fueron sometidas a grandes cargas lo cual fue causa directa de su evolución.

Al ir desarrollándose las cimentaciones de mampostería, en sus primeros intentos para ampliar las áreas de las zapatas, sin aumentar el peso, se construían emparillados de madera, y las zapatas convencionales se colocaban sobre ellos. Más tarde se empleó un emparillado construido en rieles de acero de ferrocarril, ahogados en concreto como una mejora del emparillado de madera. En la siguiente década, los rieles de ferrocarril fueron sustituidos por las vigas I de acero, que ocupaban un poco más de espacio, pero que eran apreciablemente más económicas en acero.

Con el advenimiento del concreto reforzado, poco después de 1900, las zapatas de emparrillado fueron superadas casi por completo por las de concreto reforzado, que son todavía el tipo dominante.

Por otro lado, actualmente en el campo concreto del dimensionamiento estructural de las zapatas, vigas y placas son utilizados toda la serie de conocimientos, observaciones y experiencias que llevan, a través de las oportunas consideraciones y procesos simplificativos, a establecer unos criterios de cálculo que permiten estudiar y amar correctamente el cimiento de que se trate.

Una vez determinada la presión admisible y definidas las dimensiones en planta de la zapata, han de calcularse los momentos flectores y esfuerzos cortantes para el dimensionamiento mecánico de la misma.

II.2.1.1.- DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS.

Es costumbre disponer cada zapata en forma tal que la carga resultante pase por el centro de gravedad del área de la base. En este caso, los momentos flectores y esfuerzos cortantes se suelen calcular en la hipótesis de que la presión del suelo se distribuye uniformemente en la superficie de contacto. En realidad, la presión de contacto en las cimentaciones depende de la forma de la misma, de la rigidez relativa del suelo y la zapata, y del nivel de carga actuante.

La influencia de la carga es clara; pensando en términos de elasticidad la distribución tensional es diferente según se coloque la carga en un cuadrado o en un círculo, por ejemplo; lo mismo ocurre con la rigidez relativa. En cuanto al nivel de carga, se comprende porque en algunas zonas de suelo puede haberse sobrepasado su resistencia, formándose zonas plásticas contenidas que alteran fundamentalmente las relaciones tensión deformación. Con los coeficientes de seguridad del orden de 3 normalmente empleados, estas burbujas plásticas, si existen, deben ser de pequeña extensión y su influencia poco notable. Con todo, en arenas, normalmente la presión es máxima en el centro y disminuye hacia los bordes, con lo que los momentos reales son menores que los calculados en la hipótesis de distribución uniforme de presiones. Por el contrario, en arcillas, en zapatas muy rígidas, la presión puede aumentar en los bordes, con lo que los momentos reales exceden

de los calculados. Estas diferencias entre la hipótesis y realidad quedan normalmente cubiertas por los márgenes de seguridad comúnmente adoptados en el cálculo de estructuras.

En cuanto a las solicitaciones, tenemos que, las columnas en ocasiones y bajo ciertas circunstancias se hallan sujetas a grandes cargas excéntricas, mientras que el resto del tiempo sólo soportan el peso propio y las sobrecargas ordinarias. Si las zapatas descansan sobre arcillas, la tensión máxima, cuando se consideran todas las cargas, no debe de exceder de la tensión admisible. Se debe hacer coincidir el centro de gravedad de la zapata con el punto de paso de la resultante del peso propio, la sobrecarga normal y un 25% de la sobrecarga extraordinaria. Además, todas las zapatas deben dimensionarse de forma que, en estas condiciones, la presión máxima transmitida sea la misma. Los momentos flectores podrían calcularse admitiendo un reparto trapecial de tensiones en la base de contacto. Si las zapatas descansan sobre arena, deben disponerse de forma que, bajo el peso propio, la sobrecarga normal y la máxima carga extraordinaria que pueda esperarse, la presión sobre el suelo resulte uniforme e igual o menor que la admisible. En ninguna combinación de carga concebible debe la presión máxima transmitida exceder en más de un 50% de la admisible.

Como sabemos, el asiento de áreas cargadas, de la misma forma, y que transmiten la misma presión al suelo, aumentan con el ancho de la zona cargada. Si las zapatas de una estructura difieren mucho de tamaño, el asiento diferencial debido a esta causa puede resultar importante. En estos casos puede estar justificado el adaptar el tamaño de las zapatas a las tensiones transmitidas al suelo. Si el terreno es arena, el asiento diferencial puede disminuirse reduciendo las dimensiones de las zapatas más pequeñas, siempre que se compruebe que el coeficiente de seguridad respecto al hundimiento sigue siendo aceptable. Este procedimiento no es aplicable, en general, al caso de cimentaciones en arcillas, normalmente dimensionadas en función de un coeficiente de seguridad dado, por lo que el ajuste debe hacerse aumentando el tamaño de las zapatas mayores.

En el caso concreto de las arcillas, como el asiento aumenta prácticamente proporcional al ancho, la transmisión disminuye en la misma proporción, no es mucho lo que puede disminuirse el asiento diferencial por este procedimiento.

II.2.1.2.- COMPROBACIONES ESTRUCTURALES.

La resistencia de una zapata debe comprobarse a:

- punzonamiento.
- esfuerzo cortante.
- flexión.

Es conveniente seguir este orden pues, muchas veces, la determinación del espesor necesario para resistir el punzonamiento es suficiente también para resistir el cortante, mientras que la flexión suele ser cuestión de armaduras. Sin embargo empezaremos por el estudio de la flexión.

II.2.1.2.1.- FLEXION.

Las secciones en que debe comprobarse la flexión, y las áreas de carga correspondientes, pueden verse en la fig. II.1 en la que, quizá lo más importante, es la definición de los anchos de los pilares a considerar en el cálculo según los materiales que constituyen el muro o pilar sobre la zapata, y que son simplemente resultado de considerar las rigideces relativas de dichos materiales con el concreto de la zapata. Así, para pilares de concreto es claro que la sección a considerar para el momento coincide con la cara del pilar (hay que tener en cuenta que el cálculo se hace sin considerar ningún efecto losa y que vuelven a considerarse parte de las mismas cargas para el armado en el otro sentido, razón por la que es recomendable concentrar el 75% de la armadura necesaria en cada uno de dichos sentidos en la banda central dejando el 25% restante para repartir entre los dos cuartos de las bandas laterales). Para los pilares metálicos, no parece prudente contar con un ensanche teórico del mismo superior a dos veces el espesor de la placa de anclaje, y en cuanto a los muros de ladrillo hay que entrar hasta $1/4$ del mismo para contar con un redondeo eficaz de la ley de momentos flectores.

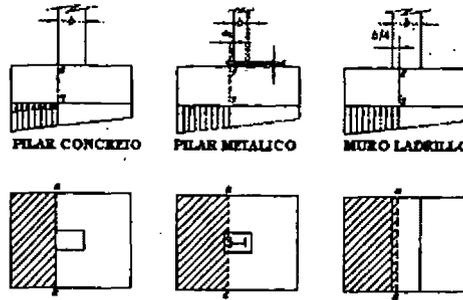


Fig. II. 1 Secciones y áreas de cálculo de la flexión.

II.2.1.2.2.- CORTANTE Y PUNZONAMIENTO.

En la fig. II.2 se representan las secciones para el cálculo del cortante y del punzonamiento, debiendo hacer constar que los anchos b dibujados son los anteriormente definidos en la fig. II.1 para flexión en función de las características de los materiales constitutivos del muro o pilar. Si la zapata tiene forma regular, basta comprobar el esfuerzo cortante en la sección representada y con la carga correspondiente al área que se indica. Si la zapata va perdiendo canto hacia los bordes,² habrán de estudiarse otras secciones intermedias, utilizando el área de carga que corresponda, por si pudieran resultar más desfavorables. En cuanto al punzonamiento, la totalidad de la carga del pilar debe ser resistida por el esfuerzo cortante en una superficie cuya sección horizontal es la proyección a 45° sobre la fibra media de la zapata de la sección de dicho pilar y cuya altura es el canto en dicha proyección.

En cuanto a las tensiones admisibles para cada caso (tracción en cimentaciones en masa, cortante, punzonamiento) pueden fijarse de una forma fácil en función de la resistencia característica del concreto, teniendo en cuenta que las simplificaciones y aproximaciones efectuadas para llegar finalmente a obtener valores de tensiones no parecen requerir el empleo de fórmulas más exactas para la determinación de los correspondientes valores comparativos. Así, puede fijarse en un 3% de la resistencia característica del concreto tanto la resistencia admisible al esfuerzo cortante como la resistencia admisible a la tracción. En cuanto al punzonamiento, en él tradicionalmente se admite el doble de la

resistencia a esfuerzo cortante, la tensión determinada, como se ha dicho anteriormente, debe ser menor que el 6% de dicha resistencia característica.

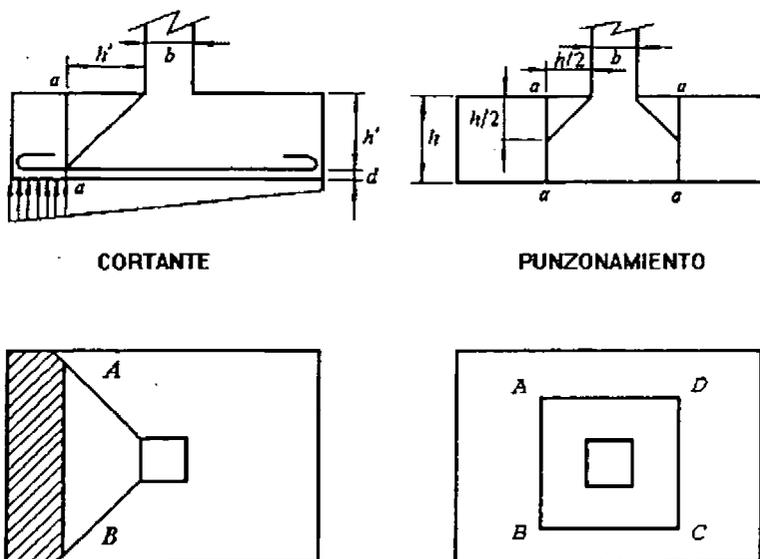


Fig. II.2 Secciones para el cálculo del cortante y del punzonamiento.

Por último, digamos que en los casos en que la sección de concreto resulte insuficiente para resistir el punzonamiento, ha de darse mayor canto a la zapata, y que esto mismo resulta recomendable en los casos en que la insuficiencia sea debida a la consideración del cortante, no siendo aconsejable el recurrir al empleo de armaduras para resistir este tipo de sollicitación.

II.2.2.- ZAPATAS AISLADAS.

Las zapatas aisladas son elementos estructurales, generalmente cuadrados o rectangulares y más raramente circulares, que se construyen bajo las columnas con el objeto de transmitir las cargas de éstas al terreno en una mayor área, para lograr una presión apropiada, este sistema se adopta cuando la superficie total de las losas, zapatas o placas

no debe exceder de la mitad de la superficie de la construcción u obra. Estas son sumamente recomendables para la cimentación en terrenos de un alto esfuerzo de trabajo, ya que es la más económica y a la vez la más eficiente.

Como la zapata es por definición muy ancha, no es posible darle un espesor igual a la mitad de la anchura, como en el caso de la cimentación continua o corrida. De lo contrario, se sobrecargará inútilmente el terreno, corriendo el riesgo o peligro de alcanzar una capa menos resistente o una capa acuífera, con lo que el costo de la obra aumentaría considerablemente; se recurre, pues, a una zapata más delgada, sujeta a cierta flexibilidad.

Generalmente, la zapata, debido a su débil espesor, sufre bajo la carga una cierta flexión. Su armadura deberá cumplir, entonces, un triple papel o misión:

- resistir a la flexión.
- resistir al esfuerzo cortante debido a la existencia de una carga casi puntual sobre la cara o paramento superior.
- asegurar eventualmente el encadenado o arriostrado longitudinal.

Su cálculo se realiza generalmente revisando los esfuerzos internos por flexión, adherencia y esfuerzo cortante, así como el esfuerzo externo de penetración o cortante en el terreno. En ocasiones las zapatas aisladas soportan más de una columna y generalmente se construyen de concreto reforzado.

II.2.2.1.- PRINCIPIOS DE DISEÑO.

El ángulo diedro B (ver fig. II.3), que forman los paramentos superiores de la zapata con la horizontal, debe ser menor o igual a 30° para evitar el empleo de contraenfrado ya que el talud natural del concreto fresco tiene este ángulo.

El canto h_o en el borde de la zapata no debe ser inferior a la tercera parte de la altura útil h , ni inferior a 30 cm.

$$h_o \geq \frac{h}{3} \geq 30cm$$

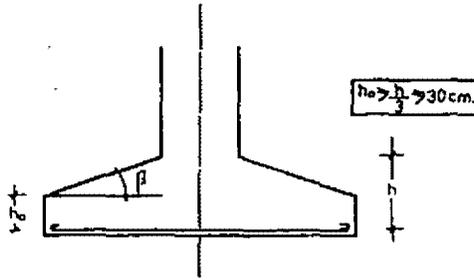


Fig. II.3 Zapata aislada.

Se armarán siempre con dos armaduras cruzadas perpendicularmente; determinadas y comprobadas.

Se deberán emplear redondos de un diámetro mínimo de 20 mm (por ser los diámetros grandes más resistentes a la corrosión, al presentar un perímetro menor a igualdad de sección).

El recubrimiento mínimo de cualquier armadura no será inferior a 10 cm; podrá ser de 6 cm si la zapata va apoyada en un lecho de concreto pobre.

La máxima separación entre armaduras será de 35 cm.

Cuando una de las dimensiones de la cimentación sea mayor o igual al doble de la otra, se deberá disponer un nervio de reparto.

Las dimensiones en planta serán tales que la tensión máxima transmitida al terreno sea menor o igual a la medida admisible para el mismo.

En zapatas rectangulares es conveniente cumplir con la siguiente norma:

$$\frac{a}{b} = \frac{a_o}{b_o}$$

Siendo:

a y b dimensiones menor y mayor de la zapata respectivamente.

a_0 y b_0 dimensiones menor y mayor del pilar o dado intermedio de apoyo.

De los apartados anteriores se deduce que, para zapatas de planta rectangular y carga cobaricéntrica, las dimensiones a y b vienen dadas por las expresiones:

$$b = \sqrt{\frac{S \cdot b_0}{a_0}}$$

siendo:

$$S = \frac{N}{\sigma_t}$$

en donde:

N carga total sobre el plano de cimentación

σ_t , tensión media admisible del terreno.

II.2.3.- ZAPATAS CORRIDAS.

Cuando a escasa profundidad existe un estrato de tierras resistente, la cimentación puede reducirse a un simple ensanchamiento de los muros de carga que les proporcione una mejor base de asiento. La superficie portante fija la anchura necesaria, y se determina a partir del peso de la construcción y de la resistencia del terreno. La superficie de apoyo de esta cimentación debe ser siempre perpendicular a los esfuerzos que ha de transmitir, es decir, generalmente horizontal.

El objetivo de la cimentación, no es únicamente el de dar una superficie portante suficiente, sino, además, el de arriostrar la construcción. Esto es tanto más importante cuanto más desigual sea la resistencia del terreno, y en este caso será aconsejable reforzar la armadura longitudinal. Si el terreno es de mediocre calidad, se puede también disminuir la

presión ejercida sobre el suelo, interponiendo debajo de la cimentación una capa de arena suficientemente espesa para lograr un reparto uniforme de los esfuerzos sobre el terreno subyacente.

Las zapatas corridas son elementos análogos a las zapatas aisladas, en los que la longitud supera en mucho al ancho y cuyo espesor equivale casi a la mitad de la anchura. Soportan varias columnas o un muro como ya se dijo anteriormente, en el primer caso se conocen como zapatas combinadas. Las zapatas corridas además de servir de arriostramiento aumentan sensiblemente la superficie portante, pero como máximo en una relación de 1.5 a 2. Es el procedimiento de cimentación más sencillo, pero sólo aplicable a terrenos cuya calidad no admite dudas. Una forma especial de zapata combinada que es usada comúnmente en el caso de que una de las columnas soporte un muro exterior es la llamada zapata en voladizo o cantiliver.

II.2.3.1.- PRINCIPIOS DE DISEÑO.

La zapata corrida es una forma evolucionada de la zapata aislada, en el caso de que el suelo ofrezca una resistencia baja, que obligue al empleo de mayores áreas de repartición o en el caso en que deban transmitirse al suelo grandes cargas.

Los problemas del diseño estructural se ven agravados por factores tales como cargas variables en las columnas, cargas accidentales variables sobre las mismas y variaciones en la compresibilidad del suelo. En muchos casos es imposible diseñar las vigas de acuerdo con unas bases teóricas satisfactorias. En la práctica, las condiciones del suelo raramente son suficientemente uniformes como para suponer que el asentamiento de los cimientos será uniforme, aun cuando las cargas de las columnas sean iguales.

La cantidad de carga transmitida y el aflojamiento de algunas partes individuales de la viga de cimentación está condicionado por la rigidez de la viga y la compresibilidad del suelo considerado como una unidad.

Teniendo en cuenta que entre las dimensiones en planta de toda cimentación corrida se cumple que en una de las direcciones la dimensión es mayor que el doble de la otra, se deberán organizar siempre a partir de un nervio de rigidez que soporte un sistema de aletas.

Las zapatas corridas se construyen de concreto reforzado o de mampostería, en el caso de los cimientos que transmiten cargas no muy grandes. Este tipo de cimentación tiene una altura, la cual es por lo menos igual a la mitad de la anchura, con lo que se puede admitir que en ella no existe ningún esfuerzo de flexión. Generalmente, están provistas de armaduras longitudinales, que sustituyen a los hierros planos que antaño se colocaban sobre su cara superior, o bien se colocan en la base del concreto tres o cuatro barras de 12 mm de diámetro. No es necesario armar las secciones transversales debido al espesor de la cimentación.

En el caso de las zapatas combinadas, las dimensiones de éstas deben ser tales que el centroide coincida con el de las cargas de las columnas, bajo condiciones normales, y de manera que la presión máxima debajo de la zapata no exceda de la presión de seguridad del suelo bajo las cargas más severas.

En el caso de la cimentación de un muro de carga, la zapata se calcula y se diseña por flexión y adherencia, calculando su superficie de acuerdo con la resistencia o esfuerzo unitario del terreno.

Este tipo de cimentación será ventajoso cuando:

- La naturaleza del suelo o la magnitud de las cargas sean tales que una disposición por zapatas aisladas provocará solápes entre los distintos cimientos.
- Sea necesario reducir asientos diferenciales entre cimientos próximos.
- Pueda obtenerse una solución más económica al cambiar la forma de distribución de los esfuerzos sobre el cimiento, en el que los momentos flectores que se presentan son relativamente pequeños.

II.2.4.- LOSAS DE CIMENTACION.

En caso de que la resistencia del terreno sea muy baja o las cargas sean muy altas, las áreas requeridas para el apoyo de la cimentación deben aumentarse; si la suma de estas áreas de contacto que se requieren para sostener la estructura excede aproximadamente de

un medio de la superficie cubierta por la misma, es preferible, en general, combinar las zapatas disponiendo de una placa única, es decir, se llega al empleo de verdaderas losas de cimentación, construidas también de concreto reforzado, las cuales pueden llegar a ocupar toda la superficie construida.

En sí, una losa de cimentación no es más que una zapata grande que cubre toda el área que queda debajo de una estructura y que soporta todos los muros y columnas, y como tal, debe satisfacer las mismas exigencias que las zapatas individuales; el coeficiente de seguridad al hundimiento no debe ser menor que 3, y el asiento no tiene que exceder de una cantidad aceptable.

Cuando las cargas de la superestructura son tan pesadas o la presión admisible en el suelo es tan pequeña que las zapatas individuales van a cubrir más de la mitad del área ocupada por la superestructura, es probable que la losa de cimentación sea más económica que las zapatas.

El coeficiente de seguridad de una losa de cimentación depende de la naturaleza del subsuelo. Pero cabe aclarar que el coeficiente de seguridad de losas en arcillas es prácticamente independiente del tamaño del área cargada. Además, comúnmente es muy pequeño, por lo que estas losas deben proyectarse de modo que la carga neta sobre el suelo, dividida por la superficie de la placa, no exceda de los valores admisibles calculados para zapatas. Mientras que en arenas medianamente densas el coeficiente de seguridad de la losa es mucho mayor que el coeficiente de seguridad de la zapata.

Ordinariamente las losas de cimentación se proyectan como losas de concreto planas y sin nervaduras. Las cargas que obran hacia abajo sobre la losa son las de las columnas individuales o las de los muros. Si el centro de gravedad de las cargas coincide con el centroide de la losa, se considera que la carga hacia arriba es una presión uniforme igual a la suma de las cargas hacia abajo dividida por el área de la propia losa. No se considera el peso de ésta en el proyecto estructural, porque se supone que lo soporta directamente el suelo. Como en este método de análisis no se consideran los momentos y fuerzas cortantes producidas por los asentamientos diferenciales, se acostumbra reforzar la losa más que lo que se requiere de acuerdo con el análisis.

La carga neta a la cota de cimentación de una losa puede calcularse del siguiente modo, válido también para zapatas. Si la losa está situada debajo de un sótano, constituye con los muros de éste una enorme zapata hueca. El suelo cargado sólo puede desplazarse hacia arriba en la zona exterior a la ocupada por la placa, de modo que la profundidad de cimentación a considerar en el cálculo es la medida desde la superficie del terreno. Por ello, la sobrecarga total neta Q , a considerar en el cálculo a la cota de cimentación de la losa es igual a la diferencia entre la carga total efectiva menos el peso total efectivo del suelo excavado para el sótano.

Si q_{ad} es la tensión admisible del suelo y A la superficie cubierta por la losa se debe satisfacer la condición:

$$\frac{Q}{A} = q_{ad}$$

Por tanto, aumentando la altura o el número de sótanos puede reducirse la carga neta que actúa en la cota de cimentación de la una losa. Esta reducción aumenta el coeficiente de seguridad de la cimentación con respecto al hundimiento y disminuye el asiento.

Ahora bien, cabe hacer notar que si bien, tratándose de losas y zapatas, las leyes que gobiernan la seguridad del hundimiento por rotura del suelo son muy similares, la distribución de los asientos es muy diferente en estos dos tipos de cimentaciones.

Las zapatas aisladas están separadas entre sí que cada una de ellas asienta como si las otras no existieran. Si el suelo fuese homogéneo, las zapatas asentarían todas prácticamente lo mismo; en realidad asientan en forma asimétrica debido a que ningún estrato de suelo es homogéneo. Como además la profundidad activa sólo interesa al estrato superior, la distribución de los asientos refleja las variaciones de compresibilidad del suelo situado dentro de este estrato, las cuales no se pueden predecir con ningún medio práctico. Este hecho es el que determina las reglas que se establecieron para fijar las presiones admisibles en cimentaciones superficiales.

En una cimentación sobre placa, la profundidad activa se extiende a una distancia mucho mayor y, dentro de la misma, los puntos débiles están divididos al azar, de modo que sus efectos sobre el asiento del área cargada se contrarrestan parcialmente unos con otros. Por lo que la estructura asienta como si el subsuelo cargado fuese más o menos homogéneo. El asiento no es necesariamente uniforme, pero adquiere una forma bastante definida en lugar de la errática que se observa con las zapatas.

En arena, el asiento de superficies cargadas es bastante uniforme, siempre y cuando dichas superficies se hallen a una profundidad mayor de 2.5 m por debajo del terreno adyacente a la misma. El asiento diferencial de la superficie cubierta por la losa refleja, en forma general, las variaciones de compresibilidad del subsuelo, sin embargo se puede suponer con seguridad que dicho asentamiento, por centímetro de hundimiento máximo, no es mayor de la mitad del valor que correspondería a una estructura sobre zapatas. Por ello, si se puede tolerar un asiento diferencial de dos centímetros ($3/4''$), la presión admisible del suelo puede elegirse en forma tal que el asiento máximo no sobrepasa cinco centímetros ($2''$) en lugar de los dos y medio especificados para zapatas.

El ancho de las placas está comprendido generalmente entre 10 y 50 metros, y dentro de esta zona, el valor de B tiene muy poca influencia en el asiento máximo. Finalmente, por lo menos la mayor parte de la arena situada dentro de la zona activa de los asientos, suele hallarse saturada, debido a que la distancia vertical entre la cota de cimentación y la capa freática es generalmente pequeña comparada con el ancho de la placa.

Dichas condiciones, juntamente con la densidad relativa de la arena, determinan la presión admisible del suelo. Estas recomendaciones suponen tácitamente que la distribución de cargas sobre la capa es bastante uniforme. Si la estructura soportada por la losa consta de varias partes, con alturas muy distintas, puede resultar aconsejable prever juntas de construcción en los límites entre dichas partes.

La máxima presión admisible a adoptar por el suelo cuando la losa descansa en arcilla, es igual a la aconsejada en el caso de zapatas. Sin embargo, dadas las grandes dimensiones de la superficie cubierta por la losa, y el rápido aumento que en arcilla sufre el

asiento cuando aumenta el tamaño del área cargada, es siempre necesario determinar, al menos con un cálculo aproximado, si el asiento será admisible.

La experiencia demuestra que el asiento diferencial tolerable en arcilla es mucho mayor que en el caso de losas en arena.

Las losas de cimentación se usan también para reducir el asentamiento de las estructuras situadas sobre depósitos muy compresibles. bajo estas condiciones, la profundidad a la que esta desplantada la losa se hace a veces tan grande, que el peso de la estructura más el de la losa está completamente compensado por el peso del suelo excavado.

II.2.4.1. TIPOS DE LOSAS PARTICULARES.

Si las cargas transmitidas por los pilares son muy grandes, puede ser aceptable aumentar el espesor de la losa bajo los pilares para aumentar la resistencia frente a momentos positivos y frente a esfuerzos cortantes y/o de punzonamiento. Entre otros inconvenientes, podemos citar el de complicar el armado de la losa y el de que se aumenta la cota del fondo de la excavación, siendo relativamente frecuente que esta sobreexcavación se encuentre ya bajo el nivel freático.

Puede aumentarse la resistencia de la losa dotando de pedestales a los pilares, pero este hecho, suele presentar a cambio el problema de reducir el espacio útil en el sótano.

Si las flexiones aumentan debido a un mayor espaciamiento entre pilares, o la presencia de cargas fuertes y desiguales, puede rigidizarse la losa dotándola de nervios consistentes en bandas de mayor espesor bajo las alineaciones de pilares en las dos direcciones. Este procedimiento es caro, pues además de los problemas que comentamos al hablar de recocado bajo los pilares suele ser necesario encofrar los nervios para garantizar su formación y comportamiento o, también excavar el espesor total definido por el canto de los nervios y encofrar las zonas interiores entre los mismos. Análogamente se puede utilizar un forjado bidireccional con casetones, pudiéndose efectuar el aligeramiento con cajones de madera, bidones, etc.

Finalmente, y bajo determinadas condiciones, se ha usado la solución en que los muros de sótano, trabajando como vigas de gran canto conjuntamente con la placa de solera y el forjado superior correspondiente, proporcionan una losa de gran rigidez que se comporta como un cajón de cimentación.

Lo corriente es que estos tipos de placa se apoyen directamente sobre el suelo, pero se utilizan exactamente igual sobre pilotes.

Por último, queda un caso muy particular que es el de las zapatas sobre placas naturales.

Si las zapatas de una estructura descansan sobre un espeso estrato firme, debajo del cual hay otros considerablemente más compresibles, el estrato firme cumple las funciones de una placa natural y distribuye el peso de la estructura sobre las capas blandas.

No existe ningún criterio preciso para distinguir entre sí los tipos de cimentaciones anteriores, siendo la práctica la norma para su distinción.

También existen multitud de variedades de cimentaciones combinadas, en la que los tres tipos básicos se entremezclan según el criterio del proyectista o del constructor, quien se esforzará siempre por extraer del suelo el mayor partido posible, combinando los factores estructurales con las características del terreno de una manera óptima.

II.2.4.2.- DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS.

En el diseño y análisis estructural de una losa las cargas a considerar son las siguientes:

- 1.- Las cargas que la superestructura transmite a la losa.
- 2.- El peso propio de la losa.
- 3.- La subpresión, en caso de que existiera.
- 4.- Los empujes del terreno sobre los muros de sótano, si los hubiese.
- 5.- Otras cargas que pudieran existir, como empujes laterales producidos por edificios próximos cimentados más superficialmente, etc.

En primer lugar, se procurará en el proyecto de la losa continua que la resultante de los pesos, y en general de las cargas, pase por el centro de gravedad del área de la losa.

Es recomendable que la resultante de las cargas no caiga fuera de la zona de seguridad, que es una zona homotética con razón 1/2 del núcleo central con respecto al centro de gravedad de la superficie de apoyo. Entiéndase como núcleo central aquella zona de paso de la resultante tal que no se producen tracciones teóricas en la cimentación supuesta una distribución plana de tensiones.

En caso de no cumplirse la condición anterior, podría permitirse que la resultante no pasase por el núcleo central si se justifican detalladamente puntos como los siguientes:

- 1.- Debe existir un coeficiente de seguridad adecuado contra el hundimiento.
- 2.- Se determinará los asentamientos y la inclinación de la estructura de tal manera que sea posible comprobar que ambos son admisibles.
- 3.- Que se calcule la distribución resultante de tensiones bajo la losa, comprobando que resultan admisibles.

En ningún caso se proyectará una losa de cimentación tal que la resultante de las cargas pase fuera del núcleo central.

No son aconsejables las losas en forma de L, H, T, etc., siendo preferible el proyecto de juntas de construcción que independicen las losas aproximándolas a su forma ideal cuadrada o circular. En ocasiones hay que dar formas muy complejas a las losas, pero entonces el análisis debe ser muy riguroso y han de multiplicarse las hipótesis pesimistas sobre el subsuelo.

Se seguirá este mismo criterio cuando se trate de cimentar partes muy diferentemente cargadas de una estructura, que producirían, naturalmente, asientos y giros relativos importantes.

Una vez determinados los esfuerzos en las secciones de la losa, está se dimensionará como una estructura de concreto armado siguiendo las normas para placas.

Por último, la fig. II.4 recoge el esquema de utilización de cimientos superficiales que se han tratado, y que pueden coexistir dentro de una misma obra de ingeniería.

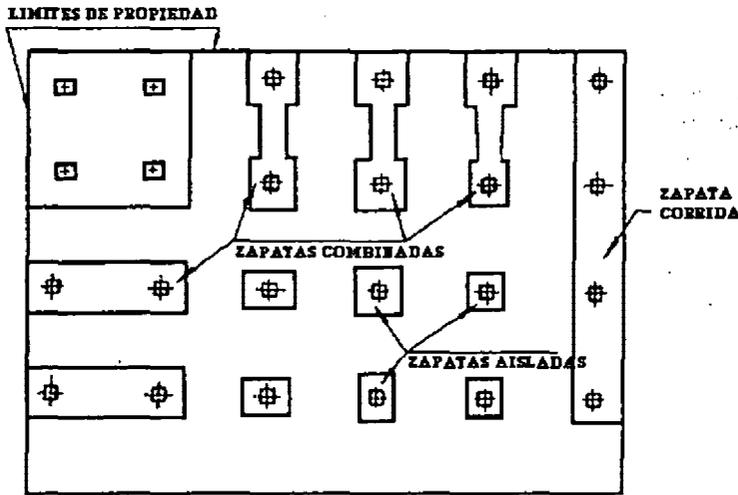


Fig. II.4 Esquema de utilización de cimentaciones superficiales.

II.2.5. CIMENTACION DE VIAS TERRESTRES.

Los materiales que componen la corteza terrestre pueden dividirse, en general, en dos grupos principales: rocas y suelos, considerando incluidos en este último todos los depósitos de materiales sueltos. Un conocimiento adecuado de las propiedades de estos materiales es esencial para proyectar y construir de manera correcta las carreteras, aeropistas y las vías férreas, puesto que forman no solamente la cimentación sobre la cual estas estructuras están construidas, sino que también son los principales materiales empleados en su ejecución. Es, por lo tanto, necesario en la ingeniería de las vías terrestres conocer las propiedades de las rocas y de los suelos en relación con su comportamiento como materiales de cimentación y construcción.

II.2.5.1.- CARRETERAS Y AEROPISTAS.

El problema de la ejecución de obras de pavimentación que garanticen la posibilidad de tránsito de vehículos de transporte es, en realidad, tan antiguo como el hombre mismo. Sin embargo, el verdadero auge del pavimento, ha tenido lugar con la aparición del automóvil, en primer lugar y, más recientemente, con el advenimiento de la aviación en la escala que hoy se conoce.

II.2.5.1.1.- ELEMENTOS BASICOS QUE INTEGRAN LA INFRAESTRUCTURA DE LAS VIAS TERRESTRES.

Entiéndase por pavimento la capa o conjunto de capas comprendidas entre la subrasante y la superficie de rodamiento de una obra vial, es decir, el pavimento es la corteza dura colocada sobre la plataforma después de la terminación de las obras de tierra, cuya finalidad es proporcionar una superficie de rodamiento uniforme, resistente al tránsito de vehículos, el intemperismo y a cualquier otro tipo de agente perjudicial.

El terreno situado inmediatamente debajo del pavimento, que recibe directamente del mismo las presiones producidas por el tráfico, se conoce con el nombre de cimientó.

Como función estructural un pavimento tiene la de transmitir adecuadamente los esfuerzos a la subrasante, de modo que esta no se déforme de manera perjudicial, además protege e impermeabiliza a la superficie retirando la humedad de las áreas que reciben la carga y de la capa de apoyo.

En el caso de ferrocarriles los rieles y el balasto son los elementos que realizan la función de soportar y distribuir la carga de las ruedas de acuerdo con la capacidad de soporte de la capa de apoyo.

Ahora bien, por subrasante entiendase la superficie de una terracería terminada, siendo ésta última el conjunto de cortes y terraplenes de una obra vial.

Esta capa de apoyo sirve para soportar y distribuir las cargas que se imponen con menores presiones unitarias, para facilitar el desagüe y para proporcionar una plataforma

uniforme, adaptada a las pendientes establecidas, sobre la cual se puede tener la estructura de rodamiento. Las cargas de las ruedas se tienen que soportar con un mínimo de deformación elástica y plástica, deformación que acorta la vida de los caminos y vuelve incómodo el tránsito de los vehículos y su contenido. Pocos suelos tienen el grado necesario de resistencia y permanencia. La carga que imponen las ruedas excede por lo general los 5 a 50 lb/plg² de capacidad de sustentación que caracteriza a la mayoría de los suelos.

El principal elemento estructural del pavimento es la base y su principal función es la de distribuir las cargas del tráfico. Se coloca casi siempre directamente sobre el cimient, pero algunas veces se interpone una capa relativamente delgada de otro material a la que se le da el nombre de sub-base. Normalmente se emplea la sub-base, cuando se construyen bases de piedra colocada a mano o similares, donde hay una posibilidad de que el terreno que constituye el cimient pueda penetrar por los intersticios de la base.

La base puede recubrirse con una capa de rodadura de concreto hidráulico o bituminoso, y en estos casos se da respectivamente al pavimento la denominación de "rígido" o de "flexible"; (ver fig. II.5).

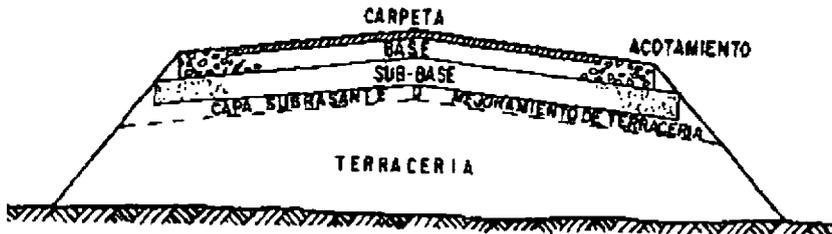


Fig. II.5 Corte típico de un pavimento flexible en terraplén.

Un cimient satisfactorio es capaz de resistir los efectos del tráfico y de los agentes atmosféricos. A la disminución de la capacidad de carga del cimient, provocada por alguna de estas dos causas, se la da a veces el nombre de regresión.

Se cree que la causa principal por la que el tráfico produce una disminución de la capacidad de carga del cimientto se debe a un proceso de compactación del terreno. Esto puede producir una reducción local del volumen del mismo, de la que resultan asientos desiguales.

Una disminución de la capacidad de carga del cimientto da origen en las carreteras bituminosas a agrietamientos y desigualdades de la superficie, y en las carreteras de concreto a graves roturas.

Cuando el cimientto está próximo a la superficie se encuentra dentro de la zona afectada por los agentes atmosféricos. Los principales dos efectos son la acción de la helada y los cambios climatológicos estacionales, que conducen a fluctuaciones en el contenido de humedad del cimientto.

Si la helada penetra en el cimientto, la superficie de la carretera puede levantarse irregularmente hasta varios centímetros. Al mismo tiempo la zona helada absorbe a veces gran cantidad de agua, la cual produce un gran reblandecimiento del terreno en el momento del deshielo; el cual puede producir la desintegración completa de la superficie de la carretera.

Los cambios climatológicos estacionales en la humedad, afectan a menudo al cimientto hasta cierta profundidad por debajo del borde de la carretera. Cuando el cimientto se compone de arcilla pesada, estas fluctuaciones estacionales de la humedad van acompañados de los correspondientes cambios en el volumen del terreno. En tales casos, y siguiendo el ritmo de las estaciones, el borde de la carretera se encuentra sujeto a elevaciones y depresiones de hasta 5 cm. con respecto al centro de la misma. Durante los períodos de sequía estos movimientos son mayores y pueden dar lugar al cuarteamiento de las capas bituminosas y a la pérdida del perfil de las carreteras de concreto.

De todo esto se desprende que la preparación del cimientto deberá tener como objetivo el darle la resistencia adecuada contra la acción del tráfico y de los agentes atmosféricos. Los principales requisitos son:

- Obtener la compactación adecuada de terreno.

- Mantener el cimiento en condiciones estables con un contenido de humedad constante.
- Proteger el cimiento contra la acción de la helada.

Una compactación adecuada reduce la subsiguiente deformación del cimiento y la proporción de agua absorbida por el terreno. El único caso donde la compactación puede resultar perjudicial es en los desmontes de arcilla, en donde la destrucción de la estructura natural del terreno inalterado produce una pérdida de resistencia.

En cuanto al drenaje del cimiento, el principal objeto de éste es impedir la entrada del agua en el mismo, y no el de eliminar la humedad del suelo; una reducción de la humedad del cimiento podría causar tanto daño a la superficie de la carretera como un aumento.

Con respecto a los daños provocados por la helada, éstos pueden contrarrestarse si el espesor del firme es mayor de 30 cm.

II.2.6.- CIMENTACIONES DE PRESAS.

La selección del mejor tipo de presa para un determinado lugar requiere la consideración cuidadosa de las características de cada tipo, en relación con los accidentes físicos del lugar y la adaptación a los fines para los que se supone que va a servir la presa, así como lo que respecta a la economía, seguridad y otras limitaciones que pudieran existir.

Las condiciones de la cimentación dependen de las características geológicas y del espesor de los estratos que componen el suelo soportante, de su inclinación, permeabilidad, y relación con los estratos subyacentes, fallas y fisuras. La cimentación limitará la elección del tipo en cierta medida, aunque estas limitaciones se modifican con frecuencia al considerar la altura de la presa propuesta.

El término "cimentación", como se usa aquí, incluye tanto el piso del cauce como los estribos o atraques cuando los haya. Los requisitos esenciales de una cimentación dependen, según el tipo de presa que se construye.

II.2.6.1.- REQUISITOS DE CIMENTACION SEGUN EL TIPO DE PRESA.

Para una presa de tierra, la cimentación debe ser un apoyo estable para el terraplén en todas las condiciones de saturación y de carga, debiendo tener al mismo tiempo una resistencia elevada a la filtración para evitar una pérdida de agua excesiva.

Las presas de erocamiento requieren cimentaciones en las que se produzcan los asentamientos mínimos, es decir, necesitan cimentaciones preferentemente de roca dura y durable que no se puede ablandar apreciablemente con el agua que se filtre del vaso. Dicha cimentación deberá estar libre de fallas, zonas de corte, de otras de debilidad estructural.

Además se debe construir un cierre hermético a lo largo del contacto de la membrana impermeable con la cimentación y los estribos, en el talón de aguas arriba de la presa, para evitar las filtraciones por debajo de la presa. En las presas, este cierre tiene forma de un dentellón de concreto que se extiende del talón de aguas arriba de la presa hasta la roca fija.

En cuanto a las presa de concreto, éstas pueden ser desplantadas en cualquier tipo de cimentación, siempre y cuando dicha cimentación cumpla con los requisitos para el desplante de una presa de este tipo.

II.2.6.2.- TIPOS DE CIMENTACIONES PARA PRESAS.

Debido a que los métodos de tratamiento son apropiados para diferentes condiciones, las cimentaciones se agrupan en tres clases principales de acuerdo con sus características predominantes: cimentaciones de roca, de materiales de grano grueso (arena y grava), y de cimentaciones de grano fino (limo y arcilla).

II.2.6.2.1.- CIMENTACIONES DE ROCA SOLIDA. Las principales consideraciones son las peligrosas filtraciones erosivas y la excesiva pérdida de agua por las puntas, fisuras, hendiduras, estratos permeables y a lo largo de los planos de falla, sin embargo, este tipo de cimentaciones prácticamente no presenta limitaciones por lo que respecta al tipo de presa que puede construirse sobre ellas, esto gracias a su relativa alta resistencia tanto a las cargas como a la erosión y la filtración. Frecuentemente será necesario remover la roca desintegrada y tapar grietas y fracturas con inyecciones de cemento.

II.2.6.2.2.- CIMENTACIONES DE GRAVA. Los problemas básicos de estas cimentaciones son dos: uno se refiere a la magnitud de las filtraciones subterráneas, y el otro a las presiones producidas por las filtraciones, no obstante, este tipo de cimentaciones se considera bueno para la construcción de presas de tierra, enrocamiento, y de concreto de baja altura, siempre y cuando la grava esté bien compactada. Debido a que estas cimentaciones son muy permeables, deben tomarse precauciones especiales construyendo dados efectivos o impermeabilizantes.

II.2.6.2.3.- CIMENTACIONES DE LIMO O DE ARENA FINA. Se desplantan sobre estas cimentaciones presas de gravedad de poca altura, pero no sirven para presas de enrocamiento, ya que presentan problemas de asentamientos además de que se deben evitar las tubificaciones, y las pérdidas excesivas por filtración así como la protección de la cimentación en el pie del talud seco, contra la erosión.

II.2.6.2.4.- CIMENTACIONES DE ARCILLA. requieren un tratamiento especial antes de que se pueda desplantar una presa sobre ellas, debido a la presencia de grandes asentamientos en caso de que la arcilla no esté consolidada y su humedad sea elevada; generalmente las arcillas no son buenas para la construcción de presas de concreto del tipo de gravedad, pero sobre todo no deben usarse para presas de escollera.

II.2.6.2.5.- CIMENTACIONES IRREGULARES. Ocasionalmente se presentan situaciones en las que no es posible encontrar cimentaciones razonablemente uniformes lo que nos hará construir sobre una cimentación irregular de roca y materiales blandos.

**STAFFING THE
PROFESSIONS WITH SPANISH**

CAPITULO III

CIMENTACIONES SEMIPROFUNDAS

III.1.- INTRODUCCION.

Cuando la capacidad de carga del suelo es baja o el peso de la superestructura es grande, se procede de forma tal que de alguna manera se compense esa diferencia entre la carga soporte del suelo y la carga por cimentar de la superestructura mediante una excavación. Este es el principio de flotación, sobre el que se diseña una cimentación compensada y, según el cual, se trata de remover un cierto peso del suelo, buscando que la descarga de la superestructura al nivel de cimentación sea aproximadamente igual al peso del suelo excavado, con lo que se logra que el estado de presiones en el terreno, después de colocar la estructura sea similar al estado de presiones existente antes de la construcción.

III.2.- CLASIFICACION DE LAS CIMENTACIONES SEMIPROFUNDAS.

Entiéndase entonces por cimentaciones compensadas aquellas en las que se busca minimizar el incremento neto de carga aplicado al subsuelo a través de la excavación del terreno y el uso de una placa de flotación o un cajón desplantado a cierta profundidad.

Es importante conocer que aunque un basamento o cajón de cimentación es, en efecto, una forma de placa de flotación, no tiene por qué diseñarse necesariamente para ese propósito. En algunos casos pueden precisarse los cajones por su función de reducir las presiones netas de apoyo, sacándose de ello una cierta ventaja para disponer de un piso adicional en la subestructura; esto requiere superficies bastante grandes sin columnas o paredes muy juntas, y el suelo consta generalmente de una losa, o bien, de losas y vigas de construcción bastante sólidas para dar el grado de rigidez preciso.

La placa de flotación es, sin embargo, una cimentación diseñada únicamente para dar apoyo a la estructura por la flotación producida por el suelo desplazado; para este fin la placa se diseña tan ligera y rígida como es posible por medio de construcción celular o de cajones individuales.

Ahora bien, si comparamos la presión total transmitida por la estructura w con el esfuerzo total inicial al nivel de desplante p_d , se determinan las condiciones de trabajo de la cimentación ya que si ese incremento neto de carga aplicado al suelo en la base del cajón resulta positivo, nulo o negativo, la cimentación puede ser semicompensada, compensada o sobrecompensada, respectivamente.

Cimentación semicompensada	$w > p_d$
Cimentación compensada	$w = p_d$
Cimentación sobrecompensada	$w < p_d$

en donde

$$w = \frac{W_E}{A}$$

$$p_d = \gamma D_r$$

con

W_E	carga permanente (acciones permanentes más acciones variables con intensidad media)
A	área de cimentación
γ	peso volumétrico total representativo del suelo desde la superficie hasta D_r
D_r	profundidad de desplante

Debido a la poca garantía que se tiene de que el cajón durante la vida útil de la estructura permanezca estanco, la carga W_E incluye el peso del agua asociado a la eventual inundación de las celdas de cimentación por debajo del nivel freático. (inciso 3.4 de la ref. 20).

III.3.- TIPOS DE CAJONES O BASAMENTOS.

Un cajón o basamento es una estructura que es hundida a través del terreno o del agua a fin de excavar y colocar la cimentación a la profundidad prescrita, y que posteriormente llega a formar parte integrante del trabajo definitivo. Los cajones pueden ser de diferentes tipos:

- **Cajón cerrado:** Es aquel cuyo fondo está cerrado aunque la parte superior se encuentra abierta; son estructuras diseñadas para ser hundidas sobre cimentaciones preparadas bajo el nivel del agua. Estos resultan inadecuados para lugares en los que la erosión puede socavar los cimientos, aunque son eminentemente prácticos para cimentar sobre roca o grava compactada nada fácil de erosionar.
- **Cajón abierto:** Cajón abierto tanto por el fondo como por la parte superior, éstos (incluyendo los monolitos) son adecuados para cimentaciones en ríos y canales en los que el suelo predominante consiste en arcillas blandas, limos, arenas, o gravas, ya que estos materiales pueden ser prontamente excavados en los pozos abiertos, y no ofrecen una resistencia elevada al rozamiento superficial en el hundimiento de cajones. Estos son esenciales en las partes en que la profundidad de hundimiento requiere presiones de aire superiores a los $3,5 \text{ kg/cm}^2$, ya que es la presión máxima a la que puede trabajar un hombre bajo aire comprimido. Los cajones abiertos no son útiles en terrenos que contengan grandes guijarros, troncos de árboles, y otras obstrucciones. Sólo pueden cimentarse, con gran dificultad, sobre una superficie irregular de lecho rocoso de bastante inclinación. Este tipo de cajones no es adecuado tampoco en lugares en que pueda producirse algún daño por hundimiento bajo estructuras adyacentes.
- **Monolito:** Cajón abierto de sólida construcción de hormigón armado o en masa, conteniendo uno o más pozos para fines de excavación. Son inadecuados, debido a su peso, para el hundimiento en depósitos blandos profundos. Su uso principal es para muros de embarcaderos en donde su robusta construcción y gran peso es favorable para resistir el vuelco a que da lugar el relleno y soportar las fuerzas de impacto de los barcos que atracan. Su forma vendrá dictada, generalmente por las necesidades de la superestructura, la ideal para una mayor facilidad en el hundimiento es la circular, ya que ésta es la superficie mínima

de rozamiento para una área de base dada. Sin embargo, la función estructural del cajón es, en muchos casos el factor decisivo.

- **Cajón de aire comprimido:** Cajón con una cámara de trabajo en la que se mantiene el aire a una presión superior a la atmosférica para impedir la entrada de agua de la excavación. Estos cajones se usan preferentemente a los abiertos en aquellos casos en que el dragado desde los pozos abiertos podría causar una pérdida del terreno alrededor del cajón, provocando el asentamiento de las estructuras adyacentes; se utilizan también en el hundimiento a través de terreno variable o que contengan obstrucciones tales que inclinarían a un cajón abierto o le impedirían seguir el hundimiento.

Estos cajones tienen la desventaja, en comparación con los cajones abiertos, de requerir más equipo y trabajo para su hundimiento, siendo bastante menor su velocidad de hundimiento, debido a la presión máxima a la que puede trabajar el hombre, se limita la profundidad de hundimiento hasta los 36m bajo la capa de agua, a menos que se utilice algún procedimiento para hacer descender el agua en la parte externa del cajón.

III.4.- DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS CAJONES.

Las paredes de un basamento se diseñan generalmente como muros de retención en voladizo con apoyo propio, aunque finalmente pueden ser apuntalados por la estructura del piso y conseguir una estabilidad adicional contra el vuelco, dada por la superestructura en la parte superior de las paredes. Por lo tanto, los muros han de ser estables frente al vuelco y al deslizamiento. Las presiones del terreno sobre los muros de retención del basamento deben calcularse por los procedimientos descritos en el Reglamento de Retención de Tierras del Instituto de Ingenieros de Estructuras.

III.4.1.- DISEÑO DE LA ZARPA.

Como los momentos flectores en la unión de los suelos y paredes de un muro de retención en voladizo son bastante elevados, a veces se suele disponer una zarpa de refuerzo en ese punto. Es posible construir una zarpa como las indicadas en las figuras III.1 a) y b), en una roca o arcilla firme porque el terreno puede rebajarse sin riesgo de colapso.

Sería muy difícil hacer esto en arena o grava, sobre todo en terreno con agua intersticial, sin apoyos caros y complicados. En tales terrenos es adecuado el dorso vertical (fig. III.1 c)

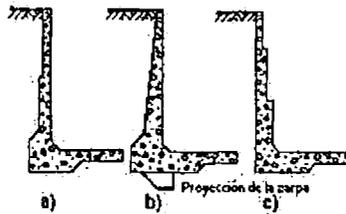


Fig. III. 1 Tipos de muros de retención en basamentos

a) de espalda escalonada; b) de espalda inclinada; c) de frente escalonado.

III.4.2.- DISEÑO DE LOS MUROS EN VOLADIZO.

La decisión de realizar una serie de escalones en la parte dorsal o frontal de un muro de retención a fin de reducir su espesor, depende de:

- el espacio en el interior del basamento
- limitaciones en el espacio disponible para excavación en el interior del muro del basamento
- si se precisa o no una impermeabilización asfáltica
- la disposición de la armadura elección acero

La armadura principal de un muro de retención se coloca en su parte posterior. De este modo, el dorso vertical o uniformemente inclinado favorece una esmerada colocación en las barras rectas, mientras que un escalonado requiere sean sujetadas a cada uno de los escalones.

En cuanto a facilidad de encofrado la diferencia entre la elección de una cara escalonada o inclinada es mínima. Contra la primera podría decirse que la situación de los escalones determina la altura de las capas de hormigón, el cual, a su vez, fija el espaciado de las armaduras de largueros y tirantes que soportan la excavación. Por consiguiente, se tiene mayor libertad de acción con muros de caras verticales o inclinadas uniformes, ya que

se pueden disponer las capas de hormigón para que se adapten al espaciado más conveniente de los largueros y tirantes, determinado por consideraciones de resistencia a la presión del terreno y otras fuerzas sobre el arriostrado.

La estabilidad contra el vuelco o el deslizamiento de los muros de retención no debe estar en función de su sujeción a la losa del basamento. La anchura de la base construida en el interior de la zanja deberá ser suficiente para mantener la presión de apoyo en la punta de la losa base dentro de límites admisibles, y para asegurarse de que la resultante de la presión en el dorso de la pared, y del peso de la misma, caiga en el tercio central de la base. De ser necesario, pueden disponerse unos salientes bajo el muro para impedir el deslizamiento, según se muestra en la fig.III.1 b).

Comúnmente se colocan las barras de refuerzo principales entre los largueros y la cara del muro frontal. Los largueros están colocados de forma que haya el espacio necesario para el alojamiento de las barras. En las figuras III.2 a) y b) se indica la posición de los largueros y barras de refuerzo para una zanja tablaestacada y para otra con un muro frontal permanente de hormigón.

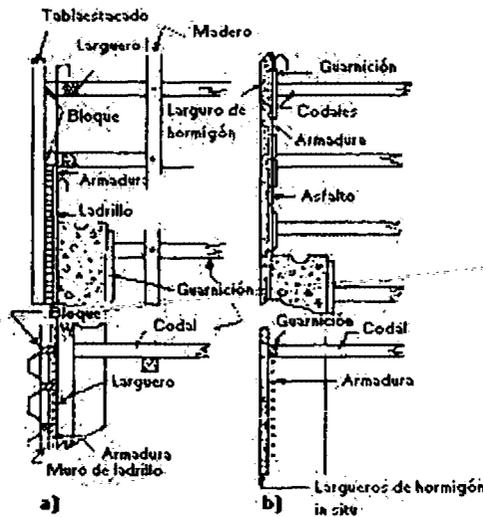


Fig. III.2 Colocación del refuerzo principal en muros de retención en voladizo

a) zanja tablaestacada; b) zanja con muro frontal de hormigón in situ

La variante de mantener el refuerzo completamente en el interior de los largueros no resulta económica. O se necesitará una cantidad excesiva de hormigón entre el refuerzo y el revestimiento o se requerirá un encofrado en la parte trasera junto con una anchura adicional de excavación para que se pueda fijar y quitar el encofrado. Sin embargo, si se da asfalto directamente al exterior del muro de retención, habrá de disponerse un espacio de trabajo para los obreros encargados de dar el asfalto. En tales casos existirá cabida suficiente para instalar el refuerzo en el interior de los largueros.

En las partes en que el refuerzo se coloca fuera de los largueros, según se indica en la fig. III.2 a), debe tenerse cuidado de disponer los espaciamientos de los largueros y riostras de forma que se adapten a los niveles de los codos o ganchos del acero de refuerzo. En la fig.III.3 se representa una colocación típica del acero de refuerzo en un muro de retención en voladizo.

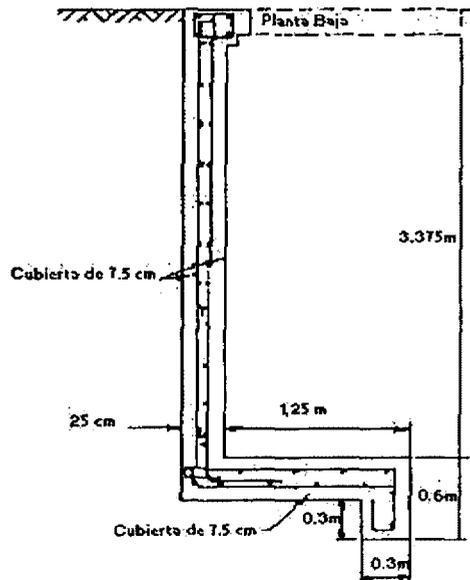


Fig. III.3 Muro de retención en voladizo para un sótano

III.4.3.- DISEÑO DE LAS LOSAS DEL PISO.

Estas deben ser capaces de resistir las presiones en la parte inferior de la losa junto con los esfuerzos provocados por un asentamiento diferencial, las cargas desiguales en las columnas, y las reacciones de los muros de sostenimiento. Un factor importante es la necesidad de obtener continuidad en la losa de la base si el basamento actúa como una placa de flotación (fig. III.4 a).

Si las columnas se apoyan sobre bases independientes con sólo una ligera losa entre ellas, existe entonces una probabilidad de fallo de las losas como consecuencia de la presión del suelo subyacente (fig. III.4 b).

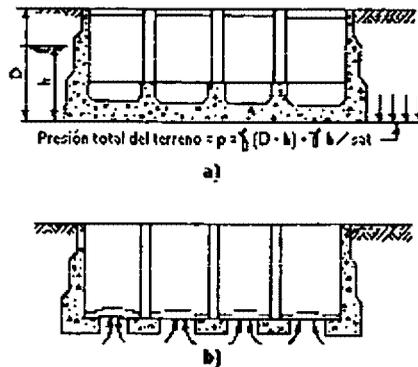


Fig: III.4 Diseño de las losas del piso de un basamento cuando los basamentos actúan como placas flotantes.

- a) losa proyectada para resistir la previsión total de sobrecarga + la presión neta de apoyo
 b) diseño equivocado. Las losas son incapaces de resistir la presión total del terreno.

Para presiones de apoyo ligeras o moderadas, la losa de la base puede constar de una losa de espesor uniforme o una losa plana con áreas de mayor espesor bajo las columnas (fig. III.5) Para presiones de apoyo elevadas es frecuentemente necesario disponer un emparrillado de vigas comúnmente armadas y colocadas en pie (fig III.4 a). El sistema de bases de columna independientes, con la losa de piso bastante ligera (fig.III.4 b), puede utilizarse en terrenos donde se espera que los asentamientos y levantamientos sean

despreciables, o sea, en los sitios en que el basamento no se precisa para fines de flotación o empuje ascendente sino únicamente para su función en el planeamiento de la estructura.

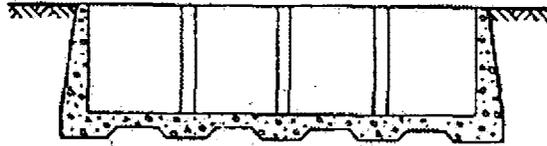


Figura III.5 Piso de basamento proyectado para cargas de superestructuras ligeras.

III.5.- CRITERIOS DE DISEÑO.

III.5.1.- EXCENTRICIDAD DE CARGAS.

Debe procurarse que coincida la resultante de las cargas que transmitirá la superestructura con el centroide del área del cajón de cimentación ya que teóricamente hablando, la excentricidad está limitada al 1% como máximo de la longitud correspondiente del cajón; sin embargo, un valor mayor puede ser admitido siempre y cuando el efecto de la concentración de esfuerzos debido al momento estático inducido (ver fig.III.6) sea considerada tanto en la revisión por capacidad de carga como en el cálculo de asentamientos bajo condiciones estáticas, ya que el incremento no uniforme de esfuerzos en la masa de suelo tenderá a inclinar la estructura conforme ocurra el proceso de consolidación.

III.5.2.- CAPACIDAD DE CARGA.

Es necesario llevar a cabo este tipo de revisión cuando el suelo es sometido a una sobrecarga neta, como en cimentaciones semicomensadas, y en el diseño en condiciones sísmicas.

Según la fig.III.6, existe una concentración adicional de esfuerzos en la orilla Δw_e por efecto de momento estático, la cual, se evalúa con la siguiente expresión:

$$\Delta w_e = \frac{Me}{I} X$$

$$M_e = W_E e$$

donde:

- M_e momento estático
- I momento de inercia del cajón en la dirección donde exista la excentricidad de cargas
- X distancia del centroide del área de cimentación a la orilla considerada
- W_E resultante de cargas permanentes de la estructura
- e excentricidad de W_E respecto al centroide del área de cimentación.

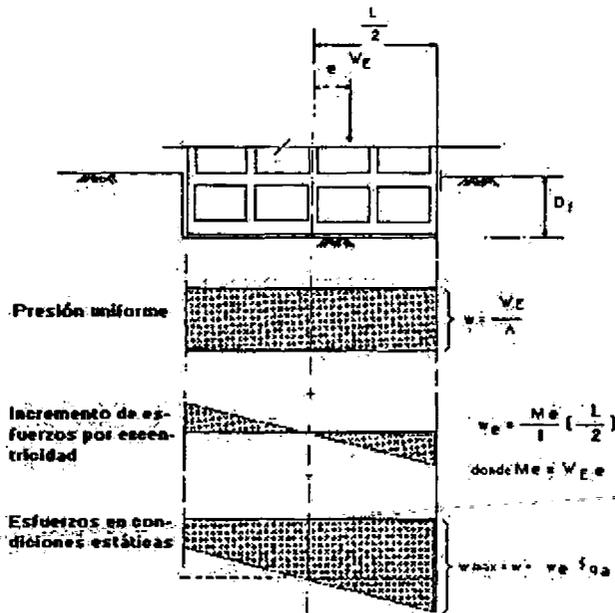


Fig. III. 6 Efecto de la excentricidad de cargas.

III.5.3. - RIGIDEZ DE LA CIMENTACION.

Al realizar el análisis tanto de capacidad de carga así como de distorsión angular en condiciones sísmicas, se debe idealizar que la cimentación es infinitamente rígida.

III.6. - CIMENTACIONES SEMICOMPENSADAS.

Son aquellas en las que el peso de la estructura menos la carga soporte del suelo es igual al peso del volumen extraído, esto es:

$$w - p_d = w_v$$

Cabe aclarar que se está hablando de fuerzas y no de esfuerzos o presiones.

Consideremos además que la presión neta máxima transmitida localmente por la estructura w_n resulta:

$$w_n = w + \Delta w_e - p_d$$

En cuanto a capacidad de carga bajo condiciones estáticas, en este tipo de cimentaciones deberá verificarse que la presión neta transmitida w_n sea menor a la capacidad de carga admisible q_a :

$$w_n \leq q_a$$

Donde q_a se obtiene dividiendo la capacidad última q_u entre un factor de dimensionamiento F_{Dc} mínimo de 3; q_u se determina con las siguientes expresiones (ref. 20):

$$q_u = cN_{c\alpha}$$

$$N_{c\alpha} = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right)$$

para

$$\frac{D_f}{B} \leq 2 \quad \text{y} \quad \frac{B}{L} \leq 1$$

donde

- c parámetro de cohesión en condiciones no drenadas
- N_{cs} factor de capacidad de carga de Skempton
- D_f profundidad de desplante
- B, L ancho y largo del cajón de cimentación, respectivamente

En caso de que D_f/B y B/L no cumplan las desigualdades anteriores, se considerarán iguales a 2 y 1, respectivamente.

La resistencia c corresponde a los depósitos localizados en un espesor igual a una vez el ancho B , medido a partir de la profundidad de desplante, o por debajo de la costra superficial en su caso.

Por otro lado, el asentamiento bajo carga estática se evalúa aplicando el procedimiento presentado en el Anexo I, Interacción suelo-estructura para cimentaciones total o parcialmente compensadas (ref. 13); Además, para evitar el desarrollo de asentamientos excesivos (ver fig.III.7), la presión neta w_n debe tener un factor de seguridad de 1.5 como mínimo respecto al esfuerzo de preconsolidación en los suelos que reciban la influencia del cajón:

Nota: No olvidar que se debe realizar además el análisis en condiciones sísmicas para el diseño de todo tipo de cimentación, así como la revisión según el Reglamento de Construcciones de la entidad en donde se desee cimentar.

ESTADO DE ESFUERZOS

GRAFICA DE COMPRESIBILIDAD

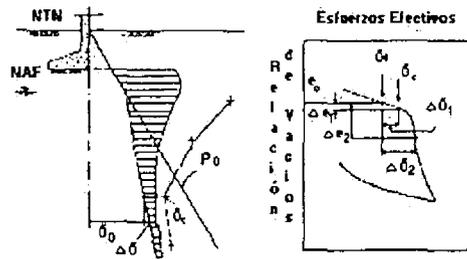


Fig. III.7 Concepto de factor de seguridad respecto al esfuerzo de preconsolidación.

Simbología

Po	Esfuerzos totales	$FS_c = \frac{\sigma_c}{\sigma_0 + \Delta\sigma}$ Factor de seguridad respecto asentamientos.
σ_0	Esfuerzos efectivos	$\sigma_0 + \Delta\sigma_1 < \sigma_c \Rightarrow \Delta e_1$ Asentamientos moderados.
σ_c	Esfuerzo de preconsolidación	
$\Delta\sigma$	Incremento de esfuerzos transmitido por la zapata	$\sigma_0 + \Delta\sigma_2 < \sigma_c \Rightarrow \Delta e_2 \gg \Delta e_1$ Asentamientos inadmisibles.
NAF	Nivel freático	
NTN	Nivel de terreno natural	

III.7.- CIMENTACIONES TOTALMENTE COMPENSADAS.

Son aquellas en las que el peso de la estructura es equivalente o relativamente igual al peso del volumen excavado, es decir:

$$w - w_v = 0$$

Es decir, es la condición ideal de las cimentaciones semiprofundas, ya que la probabilidad de que se presente algún fenómeno no deseado que sea nocivo para nuestra estructura es mínima.

Las consideraciones particulares para su diseño son prácticamente las mismas que las de las cimentaciones semicompensadas.

III.8.- CIMENTACIONES SOBRECENSADAS.

Son aquellas en las que el peso del volumen producto de la excavación es superior al peso de la estructura, y esto lo expresamos así:

$$p_d - w > 0$$

En este tipo de cimentaciones es preciso verificar que la estructura no presente el fenómeno de flotación debido, ya sea, a la pérdida de la fricción en las paredes del cajón después de un sismo o a la recuperación del nivel freático; esto se logra mediante la siguiente expresión:

$$\frac{w}{(D_f - h_w)\gamma_w} \geq 1.2$$

donde:

h_w : profundidad al nivel freático, en su condición más desfavorable, medida desde la superficie.

γ_w : peso específico del agua.

Otro aspecto en las cimentaciones sobrecensadas a considerar, es la evaluación de las expansiones a largo plazo por efecto de absorción de agua de suelos arcillosos haciendo uso de la siguiente ecuación:

$$\delta_a = mp_d BF_f F_p$$

donde:

p_d :	presión total al nivel del fondo antes de excavar
B:	ancho de la excavación
m:	módulo de expansión volumétrica
F_r y F_p :	factores de forma y de profundidad

El módulo de expansión volumétrica (m), se obtiene en pruebas de odómetro para una descarga efectiva igual a un medio de la descarga neta, aplicada a partir de un esfuerzo vertical efectivo igual al que tenga cada muestra de arcilla en su estado natural. Para una evaluación de las expansiones adicionales que pueden surgir a consecuencia de la interacción entre la descarga de las cimentaciones sobrecompensadas y el proceso de consolidación se recomienda la metodología de la ref. 24.

Finalmente, es preciso verificar que tanto las expansiones como los asentamientos que se produzcan, no generen algún efecto nocivo a las estructuras e instalaciones existentes ni afecten el funcionamiento de la estructura cimentada; generalmente esto se logra cuando la expansión inicial y la diferida son aproximadamente iguales y no exceden de 20 cm (revisión del Estado Límite de Falla y del Estado Límite de Servicio, según el Reglamento de Construcciones)

**STAFFING IN
MANAGEMENT PROPERTIES**

CAPITULO IV

CIMENTACIONES PROFUNDAS

IV.1.- INTRODUCCION.

Cuando los suelos son altamente compresibles y las capas superficiales no soportan las presiones que les transmiten los cimientos aun con la ayuda de cajones de sustitución, es necesario construir sistemas profundos.

Entiéndase entonces que las cimentaciones profundas son aquellas, cuyo objetivo principal es incrementar la capacidad de carga de un terreno o transmitir las licitaciones a un estrato más resistente cuando éste no sea capaz de soportar las cargas que la estructura en su totalidad le transmitirá; sin embargo, estos estratos no siempre se encuentran en niveles económicamente alcanzables y es necesario utilizar como apoyo los terrenos blandos, contando con elementos de cimentación que distribuyan la carga en un espesor grande de suelo.

Además, en la Ingeniería se presentan situaciones en las que el uso de estas cimentaciones es igualmente valioso, por ejemplo, para la consolidación o estructuración de un suelo; otro caso se presenta si se requiere tener un buen retén para anclar un elemento a tensión, evitando de esta manera el colocar sobre el terreno un volumen muerto, o cuando el suelo es susceptible de sufrir superficialmente, grandes variaciones estacionales: hinchamientos y retracciones, para cimentar estructuras sobre el agua, para recalzar cimientos ya existentes, etc.

Por otro lado, los tipos más comunes de cimentaciones profundas han sido mencionados anteriormente según las clasificaciones presentadas en el primer capítulo de este trabajo, por lo que a partir de ellas analizaremos estas cimentaciones a continuación.

IV.2.- CLASIFICACION DE LAS CIMENTACIONES PROFUNDAS.

En el capítulo I por un lado, se ha realizado una clasificación general de las cimentaciones atendiendo a su forma, a la manera de distribución de cargas y según su profundidad de desplante (fig. I.2); y por otro, se presentó también la clasificación propuesta por M.C. Francisco Zamora Millán, M.I. Agustín Deméneghi C. y la Ing. Margarita Puebla Cadena; clasificación hecha en función de la profundidad de desplante y del ancho de la cimentación (gráfica 1).

Ahora bien, cotejando ambas clasificaciones podemos notar que realmente no difieren mucho una de otra; considérese pues, que los tipos más comunes de cimentaciones profundas son:

- a) pilotes
- b) pilas
- c) cilindros

Aunque cabe aclarar que en ocasiones los cajones de cimentación también pueden ser considerados como parte del grupo de las cimentaciones profundas (fig. IV.1).

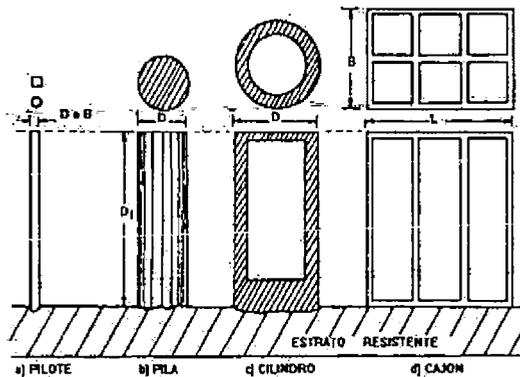


Fig. IV.1 Tipos de cimentaciones profundas

IV.3.- PILOTES Y PILAS

IV.3.1.- DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS Y CRITERIOS DE DISEÑO

La diferencia entre estos elementos es algo arbitraria. Los pilotes son miembros estructurales muy esbeltos ya que poseen un área de sección transversal pequeña, comparada con su longitud. Las pilas por otra parte, tienen usualmente una sección transversal mayor; técnicamente una pila es un miembro estructural subterráneo que tiene la función que cumple una zapata, es decir, transmitir toda la carga de una sola columna a un estrato capaz de soportarla, sin peligro de que falle ni que sufra un asentamiento excesivo, a diferencia de los pilotes que tienen que colocarse en grupos o en filas para realizar la misma función. La relación de la profundidad de la cimentación al ancho de la base de las pilas es comúnmente mayor que cuatro, mientras que para las zapatas, esta relación generalmente es menor que la unidad; (ver fig. IV. 3)

Ahora bien, el análisis de una cimentación profunda se inicia con la selección de aquellos elementos constitutivos que sean compatibles con la estratigrafía y propiedades mecánicas del suelo o roca del sitio, a partir de la cual se define la profundidad de cimentación, se dimensionan los elementos elegidos (pilotes, pilas o cilindros), se recomiendan los procedimientos constructivos y se hace una predicción del comportamiento de la cimentación.

Ya que la influencia que tienen los procedimientos constructivos en el comportamiento de las cimentaciones profundas es determinante, es muy importante realizar la supervisión de los aspectos técnicos durante la construcción. Por otra parte, siempre será recomendable efectuar pruebas de carga para verificar la validez del diseño, pues todavía el mejor método de cálculo no es tan confiable como una prueba en el sitio.

En términos generales, en cuanto al diseño geotécnico se refiere, toda cimentación debe diseñarse para satisfacer dos requisitos esenciales:

- Tener un factor de seguridad contra la falla última
- Los asentamientos no han de sobrepasar los límites permisibles para la superestructura

Para un caso específico, uno de estos dos criterios condicionará las dimensiones de la cimentación, razón por la que es menester calcular tanto el asentamiento probable como la capacidad de carga, la cual depende esencialmente de la resistencia al corte del suelo en el cual se apoya y del mecanismo de transferencia de carga del elemento de cimentación al suelo.

De esta manera, podemos considerar que en el diseño y construcción de pilas y pilotes intervienen fundamentalmente tres variables:

- a) La forma como transmiten las cargas al subsuelo
- b) El material con el que serán fabricados
- c) Su procedimiento constructivo.

Con estos criterios, definiremos más adelante los tipos de pilas y pilotes existentes.

Así, de lo anterior se concluye que el diseño geotécnico de una cimentación profunda debe comprender las siguientes etapas de trabajo:

- Investigación geotécnica.- La estimación del carácter de los depósitos naturales, así como las pruebas de laboratorio para determinar las propiedades físicas y mecánicas de los suelos que intervienen en el cálculo de capacidad de carga y de asentamientos de cimientos profundos son necesarias y, generalmente los métodos aplicados, similares a los empleados en otros tipos de cimentaciones.
- Selección del tipo de elemento de cimentación y del equipo de construcción.- La definición preliminar del tipo de cimentación más adecuado se debe efectuar considerando el estudio de las condiciones de apoyo, los principios de la mecánica de suelos y la experiencia local de este tipo de cimentaciones, además del equipo de construcción disponible y las restricciones prácticas impuestas por la localización de la obra, como colindancias y accesos.

- Determinación preliminar de la longitud y capacidad de carga.- Esto se define tentativamente en la primera etapa del proyecto, así como el tipo y la separación de elementos de cimentación, con el fin de estimar los costos probables de la misma y juzgar la conveniencia de realizar pruebas de carga antes del diseño final o durante la etapa de construcción.

La capacidad de carga de una cimentación está definida por dos criterios fundamentales:

- La capacidad de carga última, que es la carga promedio por unidad de área que origina la falla de la cimentación por esfuerzo cortante o por asentamiento excesivo.

- La capacidad de carga permisible, que es la carga promedio por unidad de área que no provocará asentamientos mayores que el valor admisible prefijado para la estructura y que también proporcionará un factor de seguridad adecuado contra falla por esfuerzo cortante.

Así pues, para definir la capacidad de carga se recomienda:

- Estudiar los registros de comportamiento de cimentaciones con características similares
 - Determinar teóricamente la capacidad de carga última y los asentamientos que se podrán presentar
 - Realizar pruebas de carga de pilas o pilotes del tipo que se propone utilizar.
- Verificación de las etapas 2 y 3 empleando los datos obtenidos de pruebas de carga estáticas y dinámicas.

Por otro lado, aclaremos que para los tipos más comunes de cimentaciones profundas sujetas a carga estática axial, en los procedimientos de cálculo tanto para capacidad de carga como para el asentamiento, las reglas y fórmulas que predominan son de tipo semiempírico todavía.

Estas reglas y fórmulas varían entre otras cosas, en función del tipo de suelo sobre el cual se apoya la cimentación (roca, suelos granulares, suelos cohesivos, depósitos estratificados), el tipo mismo de cimentación y según el método adoptado para realizar dicho cálculo.

En el presente trabajo, por no ser el objetivo del mismo, no se hace un análisis detallado de estos procedimientos de cálculo utilizados actualmente en la práctica profesional. Nos limitaremos entonces, a exhortar al lector a la revisión de la (ref.15) si desea hacer un estudio más profundo del tema.

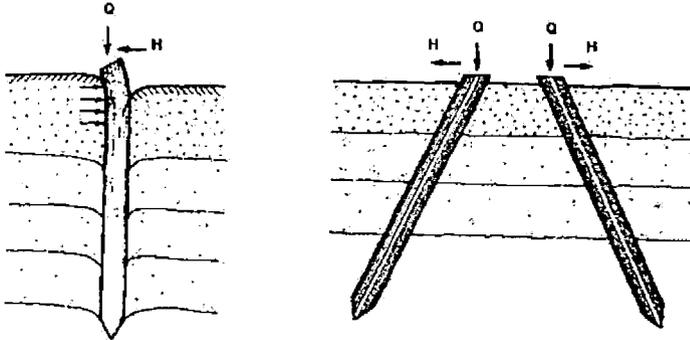
En cuanto a las cargas estáticas horizontales o momentos, a las que a menudo se encuentran sometidos los pilotes verticales además de soportar cargas axiales, diremos que son tomadas, ya sea por las componentes horizontales de pilotes inclinados o por la movilización de la resistencia en los suelos circundantes a medida que el pilote vertical se flexiona.

Si los pilotes verticales están sometidos a cargas horizontales de consideración, los estratos superiores deben ser capaces de resistir estas fuerzas sin que presenten movimientos laterales excesivos; frecuentemente es necesario conectar la cabeza de los pilotes con contratrabes horizontales para lograr una resistencia suficiente. Si estas medidas resultan insuficientes habrá que instalar pilotes inclinados (ver fig. IV.2).

Nunca deberán colocarse todos los pilotes inclinados en una misma dirección. Se podrán emplear si están inclinados en direcciones opuestas o en combinación con pilotes verticales. El ángulo de inclinación generalmente es menor de 30° con respecto a la vertical, debido a problemas de instalación y superior o igual a 20° para ser eficiente.

Cuando se empleen pilotes inclinados, debe suponerse que la capacidad de carga horizontal de los elementos verticales no contribuye a la resistencia horizontal del grupo de pilotes, debido a la restricción de movimientos laterales impuesta por los pilotes inclinados.

Fig. IV.2



a) Pila o pilote con carga horizontal; b) Pilotes inclinados con carga horizontal

En la práctica, es común suponer que los pilotes verticales soportan cargas pequeñas horizontales cuya magnitud sea hasta 10% mayor que la carga vertical permisible, sin que esto implique un análisis especial de diseño.

Por otra parte, la capacidad horizontal de los pilotes y pilas verticales queda limitada por tres condiciones que a saber son:

- Se corre el riesgo de generar movimientos horizontales muy grandes y por ende la falla, si se sobrepasa la capacidad de carga última del suelo.
- Si los momentos flexionantes son excesivos podría fallar estructuralmente el pilote.
- La deflexión en la cabeza de los pilotes puede ser demasiado grande para ser compatible con la superestructura.

Estos tres modos de falla deben considerarse en el diseño, sin olvidar que los datos del suelo que se hacen intervenir llevan consigo un alto grado de incertidumbre; por lo que estos métodos deben usarse con sumo cuidado tomando debida cuenta de sus limitaciones.

En conclusión, la mejor manera de determinar la resistencia de pilotes verticales bajo cargas laterales es por medio de pruebas de campo en pilotes individuales o grupos de pilotes.

Ahora bien, las cimentaciones piloteadas deben a veces resistir fuerzas de tensión, ya sean éstas permanentes, temporales o accidentales, razón por la cual se debe revisar tanto su resistencia a la extracción como su capacidad estructural para resistir dichos esfuerzos.

Además, las cimentaciones profundas se ven afectadas por fuerzas ambientales que pueden tener influencia apreciable en el comportamiento de la cimentación, algunas de estas fuerzas son por ejemplo:

- Fuerzas ejercidas por los movimientos del hielo, la nieve y la congelación del agua.
- Fuerzas que sobre los pilotes ejerza el agua en movimiento rápido o durante avenidas en que los ríos arrastran diversos materiales.
- Hundimientos regionales y reducción de la capacidad de carga de pilotes de fricción cuando se usan cimentaciones piloteadas en zonas de suelos colapsables de origen eólico, al aumentar la humedad o al saturarse.
- En regiones sometidas a fuertes vientos huracanados se producen fuerzas laterales en la superestructura que a su vez se transmiten a la cimentación de pilotes.
- Otras fuerzas ambientales importantes se relacionan con la degradación del material constitutivo del pilote.

Finalmente, al diseñar cimentaciones sujetas a cargas dinámicas, se debe determinar la respuesta de la cimentación, expresada como esfuerzo, deformación, deflexión, etc., y compararla con el criterio de diseño adoptado. Para estimar esta respuesta se deben considerar tres puntos importantes entre muchos otros:

- 1.-La definición de las cargas aplicadas directamente a la cimentación y la de las cargas aplicadas a la cimentación a través del suelo (cargas sísmicas, explosiones y fuentes de vibración ligeras).
- 2.-El empleo de métodos adecuados de análisis.
- 3.-La selección de parámetros del suelo y la cimentación para emplearse en el análisis.

IV.3.2.- DISEÑO ESTRUCTURAL

En el diseño estructural de una cimentación deben tenerse en cuenta, según el grado en el que sean significativos, los siguientes factores:

- Capacidad de carga del material de apoyo
- Deformaciones del suelo, inmediatas y diferidas
- Resistencia y rigidez de la subestructura
- Resistencia y rigidez de la superestructura

Un procedimiento básico que se sugiere se siga para el diseño estructural de una cimentación es:

1. Calcular las fuerzas y momentos transmitidos a la cimentación por la superestructura
2. Suponer unas dimensiones para la cimentación (el área de cimentación debe ser tal que bajo las cargas y momentos que la estructura transmite a la subestructura, no se exceda la capacidad de carga calculada del terreno).
3. Suponer una distribución de presiones de contacto entre la subestructura y el suelo o, en su caso, en el sistema formado por el suelo y los pilotes, que cumpla con las condiciones siguientes:

- Existe equilibrio local y general entre las presiones de contacto, las fuerzas internas en la subestructura y las fuerzas y momentos transmitidos a ésta por la superestructura.

- Los hundimientos diferenciales, inmediatos más diferidos, calculados con la presión de contacto supuesta actuando sobre el terreno y los pilotes, son menores que los tolerados por la superestructura.

- Los asentamientos diferenciales, inmediatos más diferidos, calculados con la presión de contacto supuesta actuando sobre la combinación de superestructura y subestructura, son menores que los permisibles.

La distribución supuesta que satisfaga los tres requisitos mencionados puede usarse para el diseño estructural de la cimentación.

Como alternativa, el diseño puede basarse en esfuerzos admisibles en el terreno bajo las cargas de trabajo. Los esfuerzos permisibles, en lo que se refiere a evitar la falla del suelo por corte, se determinarán a partir de la capacidad de carga calculada para el suelo de apoyo. Los esfuerzos admisibles, por lo que toca a evitar hundimientos excesivos, deben determinarse en cada caso particular, de acuerdo con el tipo de suelo y la forma y área de cimentación probable.

Una vez que sea determinado el esfuerzo admisible en el terreno, sea por falla del suelo o por control de hundimientos, pueden calcularse el área de cimentación y las rigideces de la subestructura de modo que no exceda ese valor admisible.

Ahora bien, en cuanto a la capacidad estructural de las pilas y pilotes, debido a las limitaciones de este trabajo, los procedimientos y los factores de seguridad incluidos en las normas aplicables de diseño estructural de concreto, acero o madera, según sea el caso, no se analizarán; de tal manera que sólo se hará mención de algunas recomendaciones para llevar a cabo dicho diseño.

En la mayoría de los casos, la capacidad de carga de una cimentación profunda está gobernado por la resistencia del suelo más que por la resistencia estructural del conjunto.

Los pilotes totalmente enterrados en los que la fuerza lateral actuante de diseño no excede del 5% de la carga axial de diseño, pueden diseñarse como sujetos a carga vertical, considerando una excentricidad accidental igual a $0.05 h > 2$ cm, donde h es la dimensión del pilote en la dirección en la que se considera la flexión.

Se recomienda que un pilote se diseñe de modo que pueda resistir la carga que corresponde a la máxima capacidad del suelo para ese pilote.

Puede omitirse la revisión por pandeo, excepto cuando el suelo tenga una rigidez lateral sumamente baja, o cuando el pilote se encuentre parcialmente fuera del terreno. En aquellos tramos sin soporte lateral, los pilotes deben diseñarse como columnas sujetas a carga axial y a cualquier otra fuerza lateral actuante.

Por otro lado, deberán considerarse los efectos de las siguientes acciones para el diseño:

- Fuerzas transmitidas por la superestructura. Además de la carga axial deberán incluirse, cuando sean significativos, los momentos flexionantes y las fuerzas laterales aplicados en el extremo superior del pilote.
- Los efectos del peso propio del pilote y de la fricción, negativa o positiva, desarrollada a lo largo del fuste.
- En pilotes prefabricados deberán, además, revisarse las condiciones de esfuerzos durante el manejo, el transporte y el izaje, así como los que se presenten durante el hincado.

Así pues, para definir la separación entre pilotes se debe tomar en cuenta las características del suelo así como la longitud, tamaño, forma y rugosidad superficial de los pilotes.

El espaciamiento mínimo entre centros no deberá ser menor de dos veces el diámetro del pilote o 1.75 veces su dimensión diagonal y no menos de 60 cm para pilotes apoyados en roca o 79 cm para pilotes hincados en suelos. Otras recomendaciones establecen que los pilotes de punta se separen no menos de tres diámetros de pilote centro a centro y que los pilotes de fricción dependiendo de las características de los mismos y del suelo, estén espaciados un mínimo de tres a cinco diámetros de pilote.

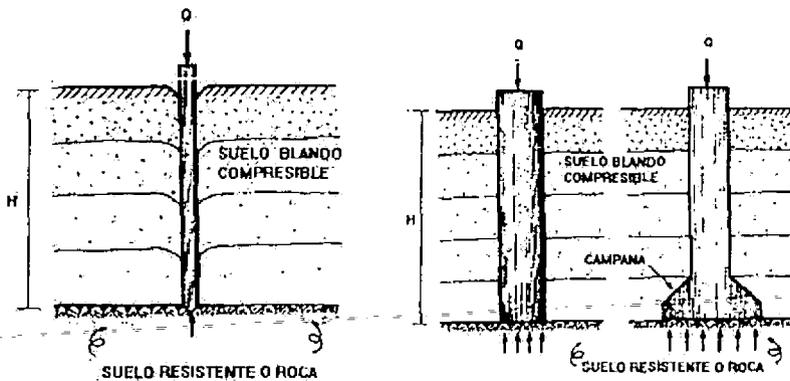
Finalmente, Se aceptará que los esfuerzos dinámicos debidos al hincado dañarán únicamente el extremo superior del pilote. En los de concreto reforzado se recomienda absorber estos esfuerzos con una longitud adicional, la cual se destruye después del hincado; ésta será como mínimo de 1 m. En casos que sea necesaria la determinación de éstos esfuerzos, se resolverá la ecuación de onda con la cual se representa la variación de esfuerzos y deformaciones en el pilote debido al impacto del martinete (ref. 31).

IV.3.2.- TIPOS DE PILAS Y PILOTES

Atendiendo al criterio de la manera de transmisión de cargas al subsuelo ambos se diseñan y construyen para transmitir cargas verticales por punta a estratos resistentes profundos o por fricción al suelo que los rodea; los pilotes se usan también para resistir cargas horizontales inducidas por la estructura o por un sismo (fig. IV.2), en este último caso se colocan inclinados.

- De punta.- Se utilizan para transmitir prácticamente todo el peso y las cargas de la superestructura a un estrato profundo más resistente o a la roca. En ocasiones la densidad de zapatas es tal que económica y técnicamente conviene sustituirlas por pilas o pilotes, además para incrementar la capacidad de carga se pueden empotrar una cierta profundidad en el estrato resistente o acampanando su base (fig. IV.3).

Fig. IV.3



a) Pilote de punta;

b) Pilas de punta

- De fricción.- Son los que transmiten la carga al suelo que los rodea, la magnitud de la fricción lateral es función del área perimetral de la pila o pilote. Esta solución se utiliza cuando no se encuentra ningún estrato resistente en el que podría apoyarse una cimentación por punta, o donde el sitio donde se instalará se localiza en una zona que sufre asentamientos significativos por consolidación regional (fig. IV.4).

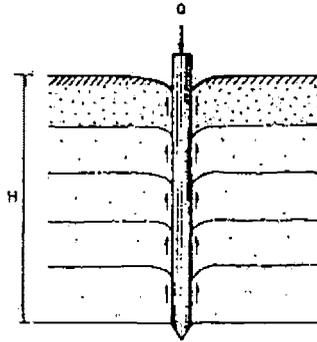


Fig.IV.4 Pilote de fricción

- De anclaje.- Se utilizan en zonas con suelos arcillosos expansivos que por su espesor no pueden ser removidos; con estos elementos se pueden absorber los movimientos estacionales que ocurren en la parte superficial de estos suelos, que se traducen en expansiones. Estos pilotes se hincan hasta alcanzar la zona del suelo estable. También se utilizan a veces para evitar el bufamiento por excavación en suelos arcillosos (fig. IV.5).

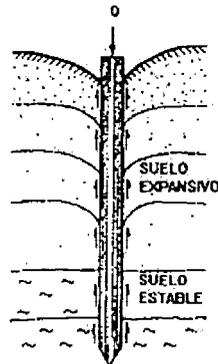


Fig. IV.5 Pilote de anclaje

- Con carga horizontal.- Las fuerzas horizontales permanentes de reacción de la estructura o temporales inducidas por un sismo se pueden recibir aunque en forma poco eficiente con pilas o pilotes verticales que tengan empotramiento y características estructurales adecuadas. Funcionalmente, los pilotes inclinados son mejor solución.
- Inclinados.- Una solución más eficiente que la del caso anterior es utilizar pilotes inclinados con orientación acorde a la dirección en que se presente la fuerza horizontal o con distintas direcciones cuando deban soportar las fuerzas horizontales que induce un sismo.

Según el material con el que se fabrican los pilotes pueden ser :

- Prefabricados de concreto.- Se fabrican de concreto simple, concreto reforzado, presforzado o postensado, empleando el tipo de cemento adecuado exigido por el medio donde se hincan; pueden ser de una sola pieza o en segmentos que se pueden unir con juntas rápidas o soldando placas de acero que dejan en los extremos de cada tramo precolado.
- De concreto colado en el lugar.- Generalmente se fabrican de concreto reforzado, aunque es factible usar concreto simple cuando se trata de pilas cortas en una región sísmica. El pilote colado in situ no es muy empleado.
- De acero.- Son de secciones estructurales ligeras o pesadas dependiendo de la carga que transmitirán. Se pueden utilizar tubos de acero que pueden quedar huecos o rellenarse con concreto, así como perfiles estructurales H, también se fabrican tubos de acero con una hélice soldada lateralmente, que se introducen a rotación.

Entre las ventajas de estos pilotes se tienen la facilidad y precisión con que se pueden alargar o recortar y el hecho de que pueden atravesar estratos duros con boleos y roca alterada, además de que su manejo es más simple que en los de concreto. Su desventaja principal es que son susceptibles a la corrosión, fenómeno que debe tomarse en cuenta especialmente en ambiente marino, que es donde más se utilizan, para protegerlos debidamente.

- **Mixtos.** - Se utilizan pilotes de concreto con punta de acero como protección durante el hincado en algunos suelos con condiciones estratigráficas peculiares. En general, tienen poco uso.
- **De madera.** - Estos han caído en desuso ante el desarrollo de los de concreto; su empleo se limita a la cimentación de estructuras provisionales y de embarcaderos pequeños en donde se aprovecha la resistencia de la madera para soportar las fuerzas de impacto. La limitación de estos pilotes es su corta duración.

Atendiendo al tercer criterio relativo al procedimiento constructivo las pilas y pilotes se han desarrollado numerosos procedimientos para fabricar y posteriormente instalar en el lugar o fabricar en el sitio mismo pilas y pilotes; la característica fundamental que los diferencia es que durante su construcción se induzca o no desplazamiento del suelo que los rodea; debe observarse que las pilas siempre se fabrican de concreto colado en el sitio en una perforación previamente realizada y por ello caen únicamente dentro del tipo de sin desplazamiento. En cambio los pilotes pueden ser:

- **Con desplazamiento.** - cuando desplazan un volumen de suelo igual al del pilote al ser hincados.
- **Con poco desplazamiento:** Pueden ser pilotes hincados en una perforación previa de menor área que la del pilote mismo, pilotes de área transversal reducida como los de perfiles de acero de sección I, o pilotes hincados con ayuda de un chiflón.
- **Sin desplazamiento.** - Son los pilotes que se fabrican en el sitio, de manera semejante a las pilas.

Finalmente anexaremos un último criterio para la clasificación de las pilas y pilotes; según su manera de ligarse a la superestructura éstos pueden ser:

- **Fijos o de unión directa.** - Cuando están anclados rígidamente a la superestructura a otra parte de la misma subestructura como puede ser una contratrabe, un dado, o una losa peraltada que haya sido diseñada para ello.

- De control.- Cuando las cabezas llevan un dispositivo que permite controlar a voluntad la carga sobre el pilote y los movimientos de la estructura.

IV.4.- CILINDROS

Los cilindros de cimentación siendo elementos estructurales huecos, son más grandes que las pilas y pilotes en su sección transversal y pueden ser, en parte prefabricados o totalmente colados in situ, éstos se pueden clasificar como un tipo de cimentación intermedia entre pilotes y cajones de cimentación. No existe una distinción real entre los cilindros y los cajones, aparte de la geométrica; en este trabajo consideraremos como cilindros a los que tienen una sección mayor que 3m de diámetro, así como una profundidad mayor de 6m, pues como su nombre lo indica su forma es cilíndrica a diferencia de los cajones cuya forma es paralelepípedica con anchos iguales o mayores a los usados en los cilindros; ver figuras IV.6 y IV.1.

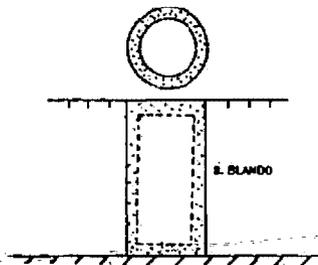


Fig.IV.6 Cilindro de cimentación

IV.4.1.- DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS

Los problemas teóricos y de aplicación de la Mecánica de Suelos son análogos para cajones y cilindros de cimentación, razón por la que, en lo que sigue, se hará

referencia principal a los cilindros y sólo se mencionarán los cajones cuando surja un aspecto en el que convenga establecer una distinción clara.

Los casos de utilización económica de estos tipos de cimentación son los siguientes:

- Cuando existen grandes concentraciones de carga en una zona de la cimentación, como ocurre en los puentes de grandes claros.
- En cimentaciones con grandes cargas en donde existe un importante tirante de agua permanente.
- Cuando existen muy grandes problemas de control de agua en cualquier excavación que hubiera que efectuar como alternativa.
- Cuando el elemento de cimentación vaya a estar sujeto a severas fuerzas horizontales.
- Cuando se requiera una cimentación profunda de cualquier clase, pero la presencia de boleos o cualquier otro obstáculo haga difícil el hincado de pilotes.

Los cilindros se usan frecuentemente en construcción de puertos y muelles, son más ligeros y fáciles de manejar que los cajones, pero al mismo tiempo poseen mayor capacidad que las pilas y pilotes, que como cimentación profunda, son sus más serios competidores.

La capacidad de carga de un cilindro o un cajón debe calcularse con base en la teorías de capacidad de carga, cuyo análisis queda fuera del alcance de este trabajo. La naturaleza del material que forma el estrato resistente definirá en gran parte la teoría más conveniente. En principio la capacidad de carga debería de provenir tanto del apoyo en la base (considérese que aun en los cilindros o cajones abiertos suele colocarse un tapón de fondo al fin del hincado), como de la fricción lateral y, de hecho, no hay inconveniente de importancia en sustentar tal criterio. Sin embargo, es muy usual también despreciar la capacidad de carga por fricción, razonando que el apoyo de los cilindros es tan rígido que no habrá ocasión de que se desarrollen las deformaciones necesarias para que toda la fricción llegue a actuar.

Naturalmente que dependerá de la firmeza del apoyo el que uno de los criterios anteriores sea más razonable que el otro en un caso dado. En apoyos en roca, la fricción

jugará escaso papel sustentante, pero si el apoyo tiene posibilidades de ceder, por poco que sea, podrá tomarse en cuenta su influencia. Independientemente de lo anterior subsiste el hecho de que es costumbre bastante extendida despreciar la capacidad de carga por fricción.

La fricción lateral ejerce otro efecto que, por el contrario no puede ignorarse nunca, que es la restricción que pueda representar al hincado y la penetración, cuando se utiliza el procedimiento de pozo indio. Se plantea así un juego en el que el peso propio del elemento se opone a las fuerzas de fricción que se desarrollen en sus paredes. Es conveniente tener una idea previa de la relación de las fuerzas en presencia, para poder definir a tiempo la necesidad de usar lastres, chiflonajes, etc.

Los cilindros pueden ser de acero o de concreto; un uso muy común de éstos últimos es en combinación con pilotes de cualquier tipo en la construcción de muelles, pero cabe aclarar que algunas veces ha resultado económica su utilización en otros lugares.

En cuanto a los cilindros de acero, éstos han sido menos populares que los cilindros de concreto debido, probablemente, a las dudas que se han tenido respecto a su durabilidad

**STAFFING &
TRAINING OF PERSONNEL**

CAPITULO V

CRITERIOS DE SELECCION

V.I ESPECIFICACIONES DE PROYECTO

Hoy en día, el éxito del constructor en el ámbito profesional y en general del Ingeniero depende de la planeación minuciosa que pueda éste realizar de cada paso de la obra antes de que ésta inicie, escogiendo los recursos idóneos para realizar un proyecto definido bajo el análisis previo del mismo; determinando así, todos aquellos principios o criterios a considerar en la elección del adecuado procedimiento constructivo para llevar a cabo una ejecución correcta; logrando con esto corregir desviaciones y/o perfeccionar el plan original.

Las especificaciones de proyecto (del diseño estructural, geotécnico, hidráulico, ambiental, etc.), son el primero de los criterios que habrá que tomar en cuenta en dicha selección, ya que son éstas precisamente las que definen con claridad el conjunto de requerimientos exigidos en el proyecto, así como las condiciones que deben reunir los procedimientos constructivos para que sean aceptados, previendo con esto, garantizar la calidad final del trabajo, de tal manera que sirven como lenguaje con el que se relacionan el campo del diseño y el de la construcción.

V.I.I SUPERVISION Y CONTROL DE CALIDAD.

Es fácil comprender que el ingeniero no puede esperar al término de la obra para saber si su objetivo se cumplió o no. Es necesario revisar, en función de dicho objetivo, a lo largo del proceso, si se está cumpliendo con lo planeado. Esto puede llevarse a cabo mediante la comparación de lo realizado hasta un cierto momento con lo proyectado.

En la práctica, se aceptan tres parámetros básicos a controlar en las obras; **CALIDAD, COSTO Y TIEMPO**. Estos tres parámetros están relacionados entre sí de tal

manera que la variación de alguno de ellos altera los dos restantes, lo que nos lleva a comentar, por otra parte, que estos parámetros no deben medirse únicamente durante el periodo de ejecución de la obra, sino planearse para la vida útil de las mismas.

El proceso de control está conformado por 3 etapas básicas (ver esquema V. I)

a) Establecimiento de estándares.- Se refiere a la necesidad de controlar con estándares de comparación a los que se refieran los resultados que se obtengan en la obra.

En un marco amplio, podemos identificar los estándares de calidad contenidos en las especificaciones de construcción, el estándar de costo representado por un presupuesto y el estándar de tiempo asociado a un programa de obra, de los que se hablará más adelante.

Al establecer los estándares, deben señalarse en ellos la periodicidad con la que serán comparados, así como las tolerancias o desviaciones que se permitirán para aceptar como buenos los resultados reales obtenidos.

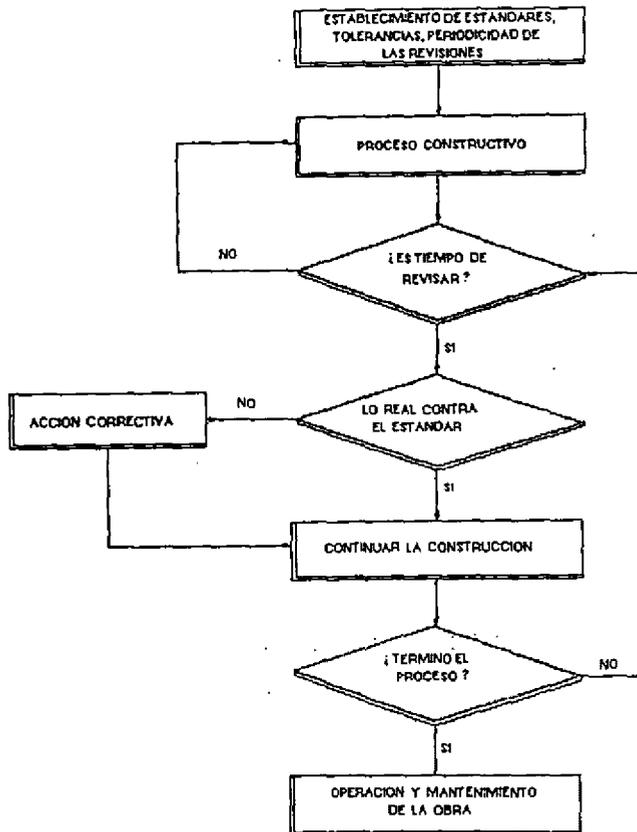
Cabe aclarar que el establecimiento de los estándares de calidad con que habrá de ser ejecutada la obra provienen no sólo de las especificaciones señaladas en el proyecto sino también de especificaciones institucionales que rigen para la construcción de obras públicas

Además, estos estándares son afines al nivel de conocimiento que la ingeniería civil tiene en un momento determinado y función del nivel de exigencia que se pueda tener en relación al costo de la obra.

En cuanto a la verificación o comparación de lo real contra lo estándar, ésta puede consistir en una simple inspección ocular, en una medición, o en la realización de pruebas de laboratorio a pie de obra o en laboratorios especializados. En estos últimos casos, si bien la ejecución misma de la prueba no es, estrictamente hablando, competencia del ingeniero civil, si es su obligación interpretar adecuadamente los resultados obtenidos e inclusive evaluar la correcta ejecución de las pruebas.

Esquema. V. 1

Etapas del Proceso de Control



b) Verificación o comparación de lo real contra el estándar.- Consiste en verificar, con datos de campo, que lo real se ajuste a los estándares fijados para la construcción de la obra. Lo cual implica el establecimiento de una organización que le permita obtener, procesar e interpretar la información, y que sea capaz de ejecutar la tercera etapa del control.

c) Acción correctiva cuando aparezcan desviaciones.- Como su nombre lo indica, implica la toma de acciones correctivas cuando los resultados se aparten más allá de las tolerancias permitidas.

Por otro lado, la aplicación continua del control, constituye un subproceso retroalimentador del proceso constructivo y en él, se han separado los controles que corresponden al tiempo y costo de la ejecución llamándoles CONTROL ADMINISTRATIVO de lo que es el CONTROL DE CALIDAD, en razón primordialmente del manejo que de ellos se lleva en las obras.

Existe también una consideración adicional para hacerlo, que es en función del papel que desempeñan los estándares: en el caso de la calidad, podemos afirmar que, una vez establecido el estándar con sus tolerancias, éste es inamovible. En cambio, en los casos del presupuesto y programa de obra por razón de la naturaleza de las variables que encierran y que se deben controlar, si es posible aceptar una o varias modificaciones del estándar original a lo largo de la ejecución de la obra.

Eventualmente, puede darse una etapa más en el mecanismo de control, que sería el mejoramiento de los estándares; en el caso de la calidad, debido al desarrollo de nuevas tecnologías, equipos de construcción más evolucionados o mejor conocimiento del comportamiento de los materiales, y en el caso del tiempo y costo, debido sobre todo a la experiencia así como al desarrollo de algoritmos y al empleo de la computadora en el análisis de mayor número de datos y alternativas.

V.2. CARACTERÍSTICAS DE LA SUBESTRUCTURA

Como anteriormente se definió en el capítulo V de este escrito, la subestructura es la parte de la cimentación cuya función es la de recibir las cargas vivas, muertas y accidentales que bajan a ella a través de la superestructura y transmitir las al suelo soportante.

Por esta razón, es muy claro que las características propias de la misma como son: el tipo, refiriéndonos en términos generales al tipo de cimentación de la que formará parte, a sí como sus dimensiones y forma que el ingeniero proyectista ha sugerido como

resultado de los análisis estructural y geotécnico, además del material con el que se construirá dicha subestructura; nos dan en gran medida la pauta al elegir el procedimiento constructivo más adecuado, sin olvidar que se debe considerar para dicha elección otros criterios igualmente importantes aunque no todos en el sentido estructural o geotécnico.

Cabe aclarar que algunos aspectos de cada una de estas características de la subestructura han sido ya tratados con un poco más de detalle en los capítulos anteriores, motivo por el que en este punto sólo se trata de hacer énfasis de su importancia en la selección del procedimiento constructivo a seguir para la ejecución de la obra.

V.3. CONDICIONES DEL SUELO

V.3.1. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUELO.

Definir la estratigrafía del terreno, de cualquier manera, es algo que requiere siempre una obra de ingeniería que precise una cimentación. La investigación puede ser desde un simple examen superficial, con o sin pozos a cielo abierto, hasta un detallado estudio del comportamiento mecánico del suelo y del nivel de aguas freáticas a profundidades considerables, por medio de sondeos y pruebas de campo y laboratorio de las muestras obtenidas.

Al interpretar los datos obtenidos, al ingeniero proyectista, le interesará principalmente definir la capacidad de carga del suelo y sus asentamientos durante la vida útil de la obra. Para el ingeniero constructor la característica fundamental a definir, es la dificultad de manejar el material del terreno durante el proceso constructivo.

Ambos ingenieros deberán tener una concepción razonablemente aproximada de las propiedades físicas y mecánicas del suelo que hayan de ser consideradas en sus análisis.

Una concepción razonablemente aproximada de las propiedades mecánicas del suelo, la podemos obtener a través del "Sistema Unificado de Clasificación de Suelos" (SUCS). Además, cabe aclarar que este sistema está basado en propiedades físicas de los suelos, en forma cualitativa.

Por no ser el objetivo del presente trabajo no se profundizará en la clasificación de los suelos desde este punto de vista.

Por otra parte, el terreno también exige ser clasificado en función de la dificultad del manejo del material durante la excavación, carga, transporte y descarga. Además de su influencia en la forma que se le dará a las obras como consecuencia de la estabilidad de los taludes.

Según el comportamiento mecánico del suelo, es decir, a sus posibilidades de extracción se distinguen 2 categorías de terrenos sueltos, los que se pueden extraer directamente por medios manuales o mecánicos (material tipo "A" o "I" y "B" o "II") y terrenos rocosos, (material tipo "C" o "III"), los que requieren una disgregación previa a su extracción generalmente por medio de explosivos.

Dentro de los terrenos sueltos se puede hablar de:

- a) Terrenos ligeros: tierra vegetal seca, arena seca, grava fina.
- b) Terrenos ordinarios: tierra vegetal húmeda, tierra mezclada con arena, arena húmeda, arena arcillosa compacta, grava fina arcillosa compacta, grava gruesa, turba.
- c) Terrenos pesados: arcilla húmeda, marga compacta, aglomerados disgregados.
- d) Terrenos muy pesados: arcilla húmeda, marga compacta, aglomerados consistentes, gneis blando, pizarra, piedras calizas resquebrajadas, rocas descompuestas.

Nota: Estos terrenos son tanto más difíciles de extraer cuando más agua y arcilla contienen (terrenos adherentes).

En cuanto a terrenos rocosos podemos hablar de:

- a) Rocas blandas: caliza blanda, creta, gneis, conglomerados etc.
- b) Rocas duras: caliza dura, granito, gneis.
- c) Rocas muy duras: granito y gneis compactos, cuarzo, cuarcita, sienita, pórfido-basalto, etc.

Nota: La dureza de los terrenos rocosos depende de la constitución geológica y su formación estratigráfica, siendo las rocas en estratos gruesos y compactos mucho más duras y difíciles de extraer que las rocas que se encuentran en capas delgadas y fisurables.

Por lo anterior, es evidente la enorme influencia que el conocimiento de la estratigrafía del terreno y de las propiedades del suelo (físicas y mecánicas) que lo conforman, tiene dentro de la selección del método constructivo para ejecutar una determinada obra.

V.3.2.- CONDICIONES LOCALES

V.3.2.1 AGRIETAMIENTOS

En 1976, en el segundo Simposio Internacional sobre Hundimientos del suelo, IAHS-UNESCO, Thomas L. Holtzer, señala que las grietas se presentan súbitamente y con frecuencia durante fuertes lluvias, que hay evidencia de que muchas grietas se forman a profundidad y se propagan hacia arriba. En esta ocasión, Holtzer menciona además los mecanismos propuestos por diferentes autores, que a saber son:

1. Deformaciones horizontales asociadas a los hundimientos diferenciales (Feth 1951).
2. Tensión ocasionada por fuerzas de filtración
3. Tensiones ocasionadas por la concentración horizontal en la zona drenada por la extracción del agua subterránea (Holtzer and Davis, 1976).

Describe también la evolución de la magnitud del escalón de algunas fallas y sus variaciones de tipo estacional; termina sugiriendo que la causa de la mayoría de las grietas puede ser el abatimiento de los niveles piezométricos en el agua subterránea y los hundimientos diferenciales asociados.

La presencia de rellenos artificiales en proceso de consolidación, la diferencia en las características de compresibilidad de los suelos localizados a ambos lados de la traza de una superficie de falla entre 2 zonas en movimiento, o bien, la posibilidad de una falla geológica activa, son también posibles causas de agrietamientos.

Es evidente que este aspecto de las condiciones locales del terreno, tiene una repercusión fuerte en el proceso constructivo de la cimentación en la etapa del abatimiento del nivel freático; para ejemplificar esto, enlistaremos a continuación las siete posiciones favorables para la aparición de grietas al abatir los niveles del agua subterránea que Michael K. Larson describió durante el tercer Simposio Internacional sobre Hundimientos del Suelo, IAHS-UNESCO.

1. Sobre el eje de un lomo de la roca basal.
2. Sobre el hombro de un talud sepultado de la roca basal.
3. Sobre el contacto del nivel de saturación y un talud rocoso.
4. Sobre una facie o transición lateral rápida de sedimentos de diferente compresibilidad.
5. En la orilla del frente móvil de hundimientos.
6. Junto a cargas o descargas superficiales efectuadas por el hombre.
7. Junto a zonas de recarga artificial del acuífero.

Por otro lado, los hundimientos y agrietamientos sólo son dos etapas del mismo fenómeno de deformación de los suelos y por ello, la teoría de la elasticidad parece ser la alternativa lógica para su estudio, siempre que se incorporen los efectos hidráulicos

del problema. Pero cabe aclarar que para cierto tipo de problemas, el Método de los elementos finitos parece ser la herramienta más adecuada para su estudio, considerando las características del flujo y la influencia que la formación de la grieta tiene en la ocurrencia del fenómeno, al modificar las condiciones de frontera, o las condiciones internas del flujo.

En resumen, las grietas no sísmicas que aparecen en zonas de fuertes hundimientos se presentan durante una lluvia intensa; se inician, en la gran mayoría de los casos a profundidad y se propagan hacia la superficie; tienen una abertura inicial pequeña y se erosionan luego para formar zanjas impresionantes; pueden o no tener escalón, aunque éste no necesariamente es un reflejo de un escalón sepultado de la roca basal; responden a ubicaciones preferentes en función de la configuración de la zona de hundimientos y de transiciones laterales de estratigrafía, propiedades mecánicas de los suelos, etc.

Ahora bien, es necesario en todos los casos preparar un modelo de simulación del comportamiento histórico y futuro del acuífero, ante distintas alternativas de explotación, con lo que podrán identificarse las situaciones peligrosas, tanto por abatimientos, como por gradientes críticos.

Una vez identificadas las condiciones de peligro potencial, habrán de evaluarse desde el punto de vista de costos y gravedad de daños; también habrán de proponerse las protecciones posibles, analizar los costos asociados para evitar la formación de grietas.

Finalmente, la decisión con respecto a si se evitan o se aceptan las grietas, habrá de tomarse dando consideración a las medidas de mitigación posibles. Para disminuir el peligro de formación de las grietas, mediante la disminución de las extracciones de agua para el caso de grietas asociadas con acuíferos, es necesario entre otras medidas:

- Redistribuir las extracciones dentro del acuífero, para evitar gradientes o abatimientos críticos o para desplazarlos hacia zonas no urbanizadas.
- Instalar cortinas de inyección de agua, en zonas con taludes o escalones sepultados.

- Importar el agua de otras fuentes para evitar daños urbanos.

Ahora algunas sugerencias respecto a medidas constructivas usadas tradicionalmente para impedir o corregir el agrietamiento así como para controlar y evitar su propagación son:

- El relleno rápido de grietas favorece su propagación debido a que las presiones internas provocadas por éste, incrementan el valor de las tensiones, por lo que esta técnica debe aplicarse en forma progresiva.
- Las zapatas en su caso, deben ser diseñadas para resistir fuerzas de tensión ya que las originadas por las grietas sí pueden ser soportadas por zapatas de uso común.
- En el caso de propagación originada por presión interna, la tierra amada presenta una posibilidad de solución.
- El fenómeno de agrietamiento en suelos puede teóricamente controlarse cambiando el estado de esfuerzos en la masa del suelo. El uso de terraplenes de confinamiento permite evitar la propagación ya que disminuye la tensión en el vértice de la grieta.
- Es necesario que el mantenimiento de cimentaciones sea cuidadosamente considerado, para prever las acciones que requieran seguirse en el caso de que las estructuras se desplomen más del 2%. Las alternativas más viables de nivelación serán: a) la colocación de lastres en el cajón de cimentación y b) subexcavación parcial bajo la losa o cajón de cimentación; la segunda alternativa obliga a incrementar la rigidez del cajón y a considerar accesos para las maniobras.

Todo lo escrito anteriormente, nos manifiesta la gran influencia y la importancia que este fenómeno geológico tiene al construir una cimentación ya que éste implicará que el proceso constructivo sea mucho más elaborado en los casos que se presente.

V.3.2.2 SUELOS COLAPSABLES

Los suelos colapsables fueron durante mucho tiempo tratados como un fenómeno aparte, prácticamente limitados a ciertos suelos de descomposición eolítica, como el loess y las arenas sudafricanas; más tarde, se incorporan los suelos residuales y también los suelos compactados del lado seco.

Por esta razón, es preciso decir que una parte importante de los conocimientos que hoy se tienen sobre los suelos no saturados ha venido a través del estudio de las arcillas expansivas, pero por otra parte procede del de los suelos colapsables. Actualmente, el colapso es considerado como un fenómeno que puede presentarse en casi cualquier suelo, en determinados estados del mismo, y su estudio ha contribuido mucho a un mejor conocimiento de algo que gracias a la mecánica de suelos se sabía desde el principio: que el suelo es un pseudosólido rigidizable; pero no se había profundizado suficientemente sobre las razones físicas de esa rigidización.

En algunas regiones húmedas y cálidas el proceso de intemperización puede alcanzar profundidades considerables. El contenido de cuarzo permanecerá inalterado, sólo producirá granos de arena, y la mica normalmente quedará intacta; pero los feldespatos se pueden caolinizar. La caolina será coloidal y de partículas tan diminutas que, en los lugares donde llueve con intensidad, puede rezumar en la superficie dejando atrás una masa esponjosa de arena limosa micácea. Cuando un suelo está seco parece ser muy firme, pero, cuando se satura, la escasa cantidad de caolina coloidal perderá su capacidad de unir las partículas sólidas. El resultado puede ser que la estructura, "en alma abierta" de la arena, se destruya con el colapso de los granos cuando se comprima a la arena. Y esto da origen a un suelo más denso. Si esto sucede bajo una cimentación cargada, puede resultar una falla estructural seria.

La estructura de un suelo saturado pues, también colapsa de una manera que, en general, es progresiva, pero a veces no lo es: la licuación bajo cargas dinámicas no es más que un colapso abortado en su manifestación de cambio volumétrico por la dificultad de expulsar el agua de los poros.

El colapso ha adquirido una significación teórica muy generalizada, ya que constituye el proceso mismo de rigidización, que es a su vez, lo que diferencia un suelo de un sólido verdadero.

La estructura colapsable de granos se puede identificar con pruebas de secciones delgadas en el laboratorio si se sospecha su presencia desde el principio después de estudiar la geología local y ésta, cabe aclarar, es información fundamental para definir el proceso constructivo a seguir al desplantar cualquier tipo de cimentación en estos suelos.

V.3.2.3 SUELOS EXPANSIVOS

Son muchas las zonas del mundo que padecen el problema de los suelos expansivos, entendiéndose como tal, aquel que es susceptible de sufrir cambios volumétricos debidos a cambios de humedad.

La manifestación de este fenómeno en el suelo es a través de contracciones en tiempo de estiaje y como expansiones en tiempo de lluvias, en zonas cuyo clima es árido o semiárido. Este tipo de suelos contiene minerales como la montmorilonita, el cual es particularmente sensible a los cambios de humedad. Dichos cambios en las condiciones de humedad en un cierto lugar virgen se deben además a la evaporación, así como también a los movimientos del nivel de aguas freáticas.

Ahora bien, la combinación periódica inherente a todos estos factores da como resultado una "zona activa" la cual está sujeta a variaciones de humedad y por tanto a cambios volumétricos. Por supuesto, a mayor cambio de humedad, mayor expansión o contracción.

Al construirse una estructura o hacerse algún tipo de instalación, se modifican generalmente las condiciones de humedad originales. Por ejemplo, al construir una losa de cimentación sobre terreno sujeto a la evaporación, ésta se interrumpe produciendo una migración del vapor de agua hacia la zona cubierta, por la cual aumentará el contenido de agua y se presentará la expansión del suelo.

Los daños que se tienen en las construcciones se generan como consecuencia de los cambios volumétricos del suelo, al generar movimientos diferenciales, además de la influencia de las características de las cargas que transmiten las superestructuras, que evidentemente pueden propiciar o evitar los movimientos en alguna medida.

Por otro lado, el desarrollo de obras de infraestructura y el crecimiento de las zonas urbanas ha puesto en evidencia la importancia del problema, lo que ha motivado a la ingeniería en algunos países que lo padecen que dedique recursos y esfuerzos tendientes al avance del conocimiento de las propiedades índice y mecánicas, así como también a la búsqueda de las cimentaciones y procedimientos constructivos de las mismas, más aconsejables para garantizar el buen comportamiento de las obras que realizan, tanto durante su construcción como en su etapa de funcionamiento.

V.3.2.5.- ZONAS MINADAS

Uno de los problemas actuales más serios que tiene que afrontar el Ingeniero dedicado a la mecánica de suelos, lo constituye la inestabilidad de terrenos minados. Estos terrenos que abarcan una gran extensión, se caracterizan por la presencia de antiguas minas subterráneas que dejó el hombre al explotar materiales para la construcción. Su falla por hundimiento ha generado graves problemas de índole social, económico, político y desde luego técnico.

Así, la explotación desmedida sin control ni previsión alguna y hasta puede decirse que sin responsabilidad, es un ejemplo muy claro de la forma en que el hombre altera o contamina el medio ambiente en que vive.

La ocupación de las áreas minadas, errática en todos sentidos, subestimó o pasó inadvertida por ignorancia o intencionalmente la presencia de cavidades en el subsuelo, de forma tal que en el presente constituyen un grave peligro en potencia que tiende a acentuarse con el tiempo, dada la influencia por ejemplo, del intemperismo, de la acción del mismo hombre que erige sobre ellas y modifica al terreno, y de otros agentes. Las consecuencias se vienen manifestando por el gran número de fallas de techos de minas,

causando daños materiales y pérdidas de vida, con incidencia comparable o mayor que las producidas por otros fenómenos.

El problema se agrava aún más debido a que en la actividad buena parte de las áreas minadas se encuentran pobladas, y a que su estudio y solución requiere de acciones inmediatas que además de complejas son costosas. Se ha intentado poner remedio unas veces con éxito y otras de modo deficiente, debido a que las soluciones han sido ingenierilmente inapropiadas, ya sea por sólo representar paliativas o por generar otros problemas.

Lo expuesto hasta ahora es más que suficiente para advertir la importancia del problema y justificar su estudio así como para enfatizar el especial cuidado que requieren tanto el tratamiento del terreno como los criterios o secuelas de aceptación ingenieril de los procesos constructivos de las cimentaciones en ellos, según cuatro grupos principales de las mismas que a saber son: relleno de cavidades e inyección, excavación hasta su piso y colocación de relleno compactado, refuerzo de techos por medio de bóvedas y muros así como protección de las paredes contra el intemperismo y, por último, el empleo de cimentaciones profundas del tipo de pilas coladas en sitio.

- Relleno de cavidades e inyección

Esta forma de tratamiento del terreno de cimentación consiste en llenar ordenadamente las cavidades, empleando el material más económico disponible en el lugar, pero de resistencia adecuada. Su objetivo principal es reponer a la masa de suelo la continuidad y resistencia que tenía antes de excavar galerías en ella.

Es de esperarse que el relleno e inyección, además de llenar toda cavidad, producirá cierta presión, para que entre en contacto con las paredes y techo de las galerías.

Un efecto importante del relleno es el confinamiento que procura a las paredes y pilares entre salones, aumentando con ello su capacidad portante, sin embargo esta operación no es suficiente para recibir las bóvedas, ya que es común que el material de

relleno se contraiga; es pues necesario complementar el tratamiento con inyección a presión, e inclusive emplear aditivos expansores, en la última fase del llenado.

Es claro que la meta ideal mencionada es susceptible de adaptarse a la economía y seguridad que deben alcanzarse en cada obra. En terrenos destinados a jardines, campos deportivos y vías públicas, los requerimientos de estabilidad en el subsuelo son menores que en zonas habitacionales.

- Excavación y relleno compactado

Una de las medidas aplicadas para regenerar terrenos minados, consiste en derrumbar los techos de las cavidades y rellenar el espacio comprendido entre el piso de ellas y la superficie del terreno, empleando material compactado; sin embargo, se tiene conocimiento de un buen número de casos, en los que la solución no fue apropiada por deficiencias de los procedimientos constructivos, lo que dio lugar a mal comportamiento de las cimentaciones apoyadas en estos rellenos.

Uno de los problemas que suelen presentarse en las estructuras desplantadas sobre rellenos, es el debido a hundimientos diferenciales por insuficiencia en la compactación. también es muy probable que las estructuras queden desplantadas parte en relleno y parte en terreno natural, causando movimientos diferenciales. Entre mayor sea el grado de compactación alcanzado en los rellenos, menores serán los asentamientos.

En el caso de rellenos de mala calidad la solución más efectiva para evitar este problema, consiste en desplantar los cimientos bajo los rellenos, ligándolos con traveses cuando se trate de soportar las cargas transmitidas por muros o columnas intermedias, trabajando en forma de puentes como ilustran las figs. V.1 y V.2 .

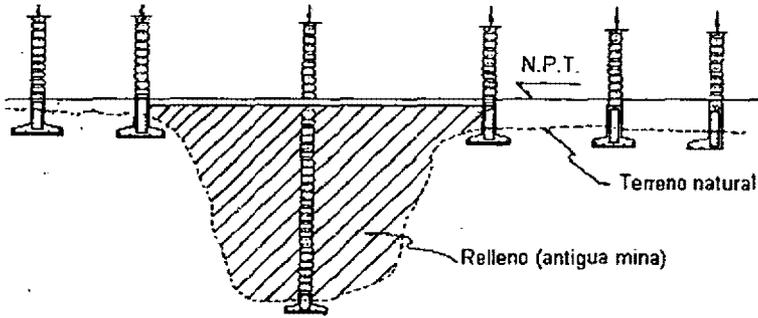


Fig. V. 1

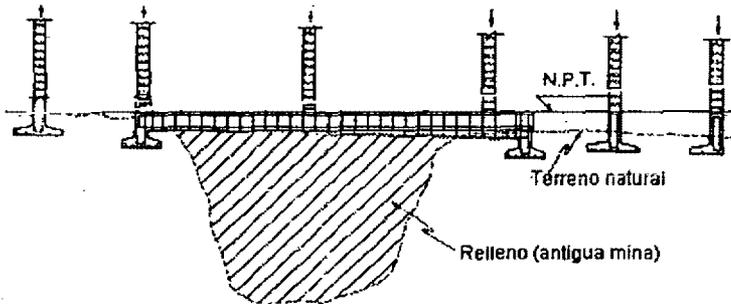


Fig. V. 2

- Refuerzo de bóvedas y protección contra intemperismo.

En ocasiones, cuando se trata de galerías angostas o salones sostenidos por pilares del mismo material, se ha optado por reforzar la bóveda mediante un arco de concreto reforzado, o mediante muros de mampostería combinados con un recubrimiento para prevenir la intemperización de paredes y techos de galerías.

a) Muros de mampostería

Estos tienen por objeto reducir el claro libre de las cavidades para incrementar la capacidad para soportar cargas impuestas por las estructuras y la propia bóveda.

b) Arcos o bóvedas de concreto

La utilización de arcos o bóvedas de concreto en galerías tienen por objeto mejorar la capacidad para soportar las cargas debidas a estructuras y al techo del terreno natural.

• Cimentaciones profundas.

Cimientos profundos colados en sitio (pilas con o sin campana), se han utilizado en terrenos minados, desplantándolos en un estrato competente localizado bajo el piso de cavidades y rellenos en edificaciones con altas descargas al subsuelo en las que la relación costo de cimentación versus costo total es baja, o cualquiera que sea cuando la construcción en un determinado predio es obligada y no es factible la aplicación de uno de los procedimientos descritos en los incisos anteriores.

El uso de cimientos profundos también exige un conocimiento detallado de la geometría y estado de las cavidades, así como de la estratigrafía y propiedades mecánicas del subsuelo.

La solución requiere asegurar la estabilidad del techo de la cavidad, ya que su falla es capaz de afectar la estructura. Como esto no es posible, salvo excepciones, el uso de pilas debe acompañarse de un tratamiento de las cavidades, que puede consistir en:

a) empleo de relleno controlado e inyección**b) muros para reforzar el techo de la mina.**

En cuanto al estudio estratigráfico de las zonas minadas, éste queda enfocado a identificar y clasificar los depósitos granulares susceptibles de explotación, toda vez que las minas y cavidades están restringidas a tales propósitos. Cabe aclarar, que las

propiedades estratigráficas de los horizontes granulares a su vez condicionan la geometría y desarrollo de las minas en ellos enclavadas.

La importancia de la investigación de las minas es evidente si se considera que, una vez que se localizan y definen, la solución de cimentación que se adopte estará siempre regida por los informes obtenidos. Por el contrario, cuando las cavidades pasan inadvertidas, casi invariablemente con el tiempo las construcciones experimentan daños que pueden ser desde simples agrietamientos hasta la falla total de la estructura. Ahora bien, la investigación de cavidades subterráneas ha ido variando con el tiempo, en función de los avances tecnológicos con el objeto de obtener mejor información a menor costo.

En el momento en que la exploración ha sido terminada se procede entonces a los estudios pertinentes para determinar el tipo y las características de las cimentaciones que convienen y de sus respectivos procesos constructivos.

Abordando un poco más el problema de las zonas minadas diremos que se consideran clasificadas en 3 grupos los factores que influyen en su estabilidad.

a) Geométricos, tales como dimensiones, profundidad, altura libre y número de niveles de cavidades.

b) Propiedades del terreno, en particular las de resistencia y deformabilidad de los materiales que constituyen las bóvedas y pilares. Interesa también la estructura secundaria.

c) Agentes externos: sobrecargas, sismos, erosión e intemperismo, y otros.

Por otro lado, los movimientos del terreno son una consecuencia inevitable de la explotación subterránea.

Estos movimientos pueden ser:

- Asentamiento o desplazamiento vertical
- Inclinación o volteo producido por asentamientos diferenciales
- Curvatura o inclinación diferencial
- Desplazamiento horizontal
- Deformaciones por compresión o tensión

Esquemáticamente estos movimientos se ilustran en la fig. V.3 donde se puede notar que el área afectada en la superficie es mayor que la que circunscribe el área explotada, lo que da lugar al concepto de "ángulo de influencia" tal como se indica en la figura.

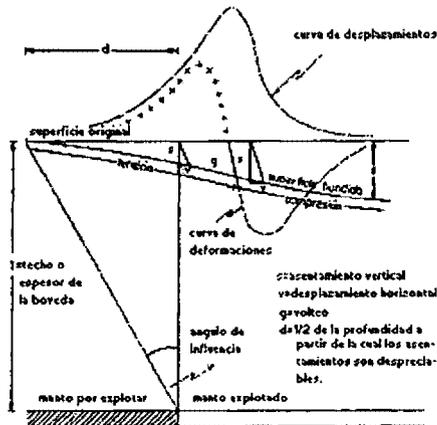


Fig. V.3

Los peligros a que están sujetas las cimentaciones en las zonas minadas se considera que están representados por:

- ♦ Falla de bóvedas, ya que sea por incremento de esfuerzos provocados por sobrecargas en la superficie y fuerzas accidentales, o por la disminución o pérdida de la resistencia al corte de la sección de la bóveda, ocasionada por la acción de otros agentes externos.

- ♦ Falla de pilares por las mismas causas de la falla de bóvedas.
- ♦ Migración de cavidades hacia la superficie del terreno (Este es un caso particular de la falla de bóvedas).

Es preciso aclarar que el peligro más serio que implican las minas subterráneas, es el debido a asentamientos imprevistos, súbitos y de gran magnitud, al fallar las bóvedas y pilares que las sustentan.

Es claro que cuando el área o predio está construido, el riesgo de daños materiales y a personas es alto, las soluciones se limitan en número, se incrementan en costo, y los problemas constructivos se complican.

V.3.2.5 RELLENOS

Muchas áreas dentro de las ciudades están actualmente a un nivel más alto que el original del terreno, con el resultado de que el nivel del terreno actual corresponde a la capa superior de cierto material de relleno. En las ciudades antiguas de Europa esta es una condición muy común; el relleno es el escombros de antiguos edificios que han sido demolidos o destruidos por el fuego. Como era demasiado frecuente el caso, el escombros resultante, se dejaba en su lugar para formar con el tiempo una nueva área de edificios.

En nuestro país, algunas obras o trabajos relacionados con la explotación minera, constituyen cierto tipo de daños tales como rellenos colocados sin ningún control de compactación que en ocasiones ocultan cavidades o que se han usado para nivelar áreas en las que aquellas fueron derumbadas, y cortes de gran altura, cuyo riesgo de inestabilidad puede verse aún más afectado cuando en su frente existen accesos de minas.

Hoy en día se encuentran terrenos minados en los que el desnivel en la superficie producido por techos fallados en forma natural o artificial, ha sido relleno con basura o materiales en forma inadecuada. Son frecuentes los rellenos formados por bloques desprendidos del techo original, superpuestos y con grandes huecos entre ellos, cubiertos por basura y otros materiales heterogéneos. El croquis de la fig. V.4 ilustra esta irregularidad.

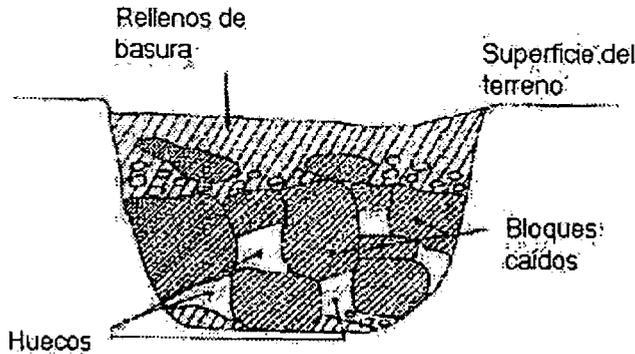


Fig. V.4 Relleno heterogéneo y suelto que con frecuencia se encuentra en zonas minadas.

Ante estas condiciones nunca será aconsejable desplantar estructuras sobre estos materiales, pues los rellenos sujetos a la acción de filtraciones, del intemperismo, y otros factores, sufren alteraciones que se traducen en enjuntamientos y, por tanto, en hundimientos de la superficie y de estructuras; en ocasiones este efecto se ve agravado por el arrastre de partículas finas provocado por el agua infiltrada. Como se mencionó de alguna manera en el apartado correspondiente a zonas minadas, las soluciones adoptadas cuando se encuentra este tipo de problemas son las siguientes:

- a) Remoción de la basura y materiales sueltos hasta alcanzar el terreno natural del piso de la cavidad y relleno con materiales seleccionados y bien compactados.
- b) Desplante de la estructura hasta el piso de las cavidades, prolongando las columnas o muros de carga. Una variante de este procedimiento es construir traveses, los cuales puntarán la parte de la estructura ubicada en la zona de los rellenos (ver figs. V.1 y V.2).

La elección de una de estas soluciones dependerá del espesor, volumen y configuración de los rellenos y del tipo de las estructuras por construir, así como de la magnitud de los asentamientos tolerables, cuya predicción es incierta a partir de las pruebas usuales de laboratorio.

En las ciudades estadounidenses, el terreno rellenado también es una depresión de la superficie natural original que se ha rellenado deliberadamente para llevarla a una elevación aceptable, volcando en ella materiales excedentes. En la actualidad dicho volcamiento suele controlarse cuidadosamente, y la compactación esencial de la tierra usada para relleno se asegura de modo que el sitio se destine sin peligro a la edificación. Pero tales casos son la excepción de los que se encuentran en el trabajo de investigación de sitios en áreas urbanas. Así pues, debe tenerse gran cuidado en los sondeos en los sitios citadinos para asegurarse de que el terreno rellenado no se confunda con cualquier otra cosa. Los primeros pocos pies de sondeos de prueba son, por lo tanto, los más críticos.

Es buena regla esperar lo peor cuando se detecta terreno rellenado, de modo que se hará lo posible para determinar lo que se va a encontrar cuando se inicia la excavación.

Algunos de los más importantes avances en mecánica de suelos ocurren cuando los suelos, una vez removidos de su ubicación natural, se usan en construcción como material de ingeniería. Mediante los estudios de laboratorio de las muestras adecuadas del suelo se determinan las características de compactación; la densidad máxima con el contenido óptimo de humedad es un requisito regular en la colocación de material de relleno en grandes cantidades. El viejo problema del abudamiento desapareció virtualmente en el uso del suelo como relleno. Sin embargo, es trascendente cuando se utiliza roca; la fragmentación de la masa de roca, compactada naturalmente, da lugar al incremento de volumen cuando se coloca como relleno. Por eso las pruebas de laboratorio indicarán las propiedades de resistencia de los suelos remodelados y podrán prepararse diseños precisos con las dimensiones de todas las estructuras del diseño.

V.3.2.6 FALLAS GEOLOGICAS

Las fallas son fracturas a lo largo de las cuales las paredes opuestas se han movido la una con relación a la otra. La característica esencial es el movimiento diferencial paralelo a la superficie de la fractura. Algunas fallas tienen sólo unos pocos centímetros de largo, y el desplazamiento total se mide en fracciones de centímetro. En el

otro extremo hay fallas que tienen centenares de kilómetros de longitud, y cuyo desplazamiento mide kilómetros o aún decenas de kilómetros.

Aunque muchas fallas son bien definidas, en múltiples casos el desplazamiento no está confinado a una fractura única, sino que está distribuido a través de una zona de falla que puede tener centenares o aún miles de metros de espesor. La zona de falla puede consistir en cantidad de pequeñas fracturas entrelazadas, o puede ser una zona confusa de brecha o milonita.

Las fallas de conjuntos pétreos, establecen a menudo discontinuidad en los emplazamientos de obras, independientemente de cuáles sean el rumbo y la pendiente de la roca. La búsqueda de las fallas no siempre es eficaz y como consecuencia no es raro que se pongan de manifiesto a veces durante el proceso de construcción o más tarde, lo que trae como consecuencia un incremento considerable del costo de la construcción. Las fallas pueden permanecer ocultas hasta profundidades considerables, y si el piso de la excavación aparece recortado por fallitas que contienen roca milonitizada en estado de polvo o de brecha, lo más aconsejable, en la mayor parte de los casos desde ambos puntos de vista técnico y económico, es abandonar el emplazamiento. En otros casos, si se manifiesta una falla cuando el fondo de la excavación ha alcanzado casi el nivel más profundo del proyecto, se podría, a pesar de todo, utilizar el emplazamiento, eliminando una gran parte de la roca fallada, aunque evidentemente con considerable aumento, tanto en el costo de la obra en roca, como de la obra en concretos.

De entre los productos básicos de fallamiento, la harina milonítica es quizás la que origina más preocupaciones en problemas de cimentación. Por lo general, constituye un material impermeable que puede dificultar o detener los movimientos de las aguas subterráneas de uno al otro lado de la falla y crear de esta manera cabezas o cargas hidrostáticas desastrosas, como puede ocurrir si se las encuentra en la excavación de un túnel.

También puede reducir el coeficiente de fricción al resbalamiento a lo largo del plano de falla; de manera que cualquier carga pesada (tal como una edificación) colocada

sobre lechos que se apoyen en una junta con limo de falla puede ocasionar, con su peso, deslizamiento lateral, y causar, finalmente el fallo. La presencia de brechas puede dar origen a apretones repentinos en un túnel que atravesase una falla.

Es así que el ingeniero antes, durante y después del proceso constructivo deberá siempre considerar cualquier repercusión que pudiera tenerse a causa de fallas geológicas en el lugar sobre el cual va a ser construida la obra, teniendo en cuenta: litología, discontinuidades, geomorfología, hidrogeología, la evolución histórica reciente, etc.

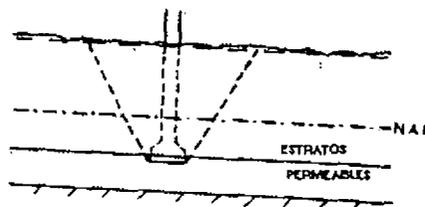
Finalmente, téngase en cuenta que la mayor parte de las respuestas a todas las interrogantes relativas a la geología que pudieran presentarse al constructor, sólo podrán aflorar una vez que se realice un estudio geotécnico detallado, que comprenda trabajos de cartografía geológica, perforaciones, pozos a cielo abierto, socavaciones, la aplicación de algún o algunos métodos geofísicos, investigaciones de laboratorio e inclusive, si es posible después de llevar el modelo geológico a la computadora.

V.3.3. PROFUNDIDAD Y VARIACIONES DEL NIVEL FREÁTICO.

Uno de los más serios problemas que con mucha frecuencia se suele presentar durante el proceso constructivo de numerosas obras de ingeniería, es el derivado de la presencia de agua en las excavaciones subterráneas y esencialmente en los trabajos de cimentación de las mismas.

Al lugar geométrico de los puntos en la zona de saturación en la que la presión del agua, en el suelo, es igual a la presión atmosférica, se le llama "Nivel de Aguas Freáticas" o más brevemente: nivel freático. (véase fig. V.5)

Fig. V. 5



Esta superficie de agua, que no se ve, suele estar prácticamente a nivel, con pendiente uniforme, o irregular. El agua por lo general, parece estar estancada, pero casi siempre tiene un movimiento lento, descendiendo desde la fuente hasta la salida. El ángulo de este declive es la pendiente hidráulica, que lo determina la resistencia que ofrece el material al paso del agua, la presión y volumen de la alimentación, y las alturas relativas de la entrada y la salida.

Los materiales porosos, como la grava o la arena, tienen pendientes pequeñas y los compactos, como el limo o la arcilla, fuertes.

El nivel del agua freática tiende a seguir la pendiente del terreno, pero con menores pendientes, de modo que en las colinas está más distante de la superficie que en los valles.

Arriba del verdadero nivel freático está lo que se llama zona capilar, la cual se mantiene mojada por el agua que sube a través de los espacios entre las partículas del suelo. Los espacios más finos producen un mayor ascenso en los suelos pesados que en los porosos. El agua capilar, comparativamente, proporciona poco problema en la arena y grava limpia, pero causa un serio reblandecimiento de otros suelos.

Cuando por necesidad de proyecto la excavación para desplantar la cimentación se debe profundizar por abajo del nivel freático, es común que se presenten problemas, pues la disposición, la maquinaria y el procedimiento constructivo pueden verse afectados de no preverse estas condiciones.

En el caso de suelos no cohesivos (limos, arenas, arenas limosas), el agua freática tenderá a fluir hacia la zona excavada, dificultando grandemente o imposibilitando el proceso de excavación. Según se va moviendo el material, el agua continúa fluyendo y las fuerzas de filtración producidas originan arrastres de partículas de manera que el fondo de la excavación se irá rellorando continuamente. La presencia del agua encarecerá extraordinariamente todos los trabajos, cimbrado, colado y adomado, empleados en la construcción de la cimentación.

En suelos cohesivos de alta compresibilidad y poco permeables, la excavación por abajo del NAF producirá cambios en las propiedades del suelo adyacente a la misma. La resistencia disminuirá y habrá expansiones volumétricas del material, lo que traerá consecuencias negativas para la estabilidad de los taludes naturales de excavación.

En los suelos estratificados con capas de suelo fino (poco permeables) y suelo grueso (permeables) alternadas, pudiera ser que el agua freática contenida en el manto permeable tenga una presión superior debido al peso del estrato adyacente superior de suelo fino. Si la excavación se profundiza hasta el estrato de suelo fino, el agua tenderá a fluir hacia el fondo de la excavación. fig. V.6

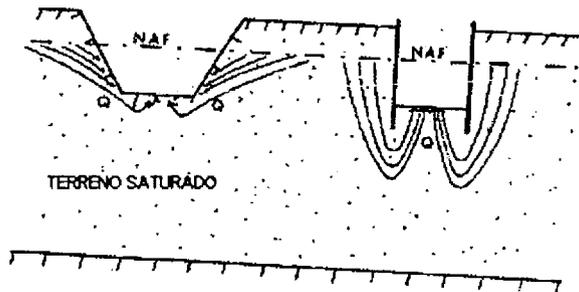


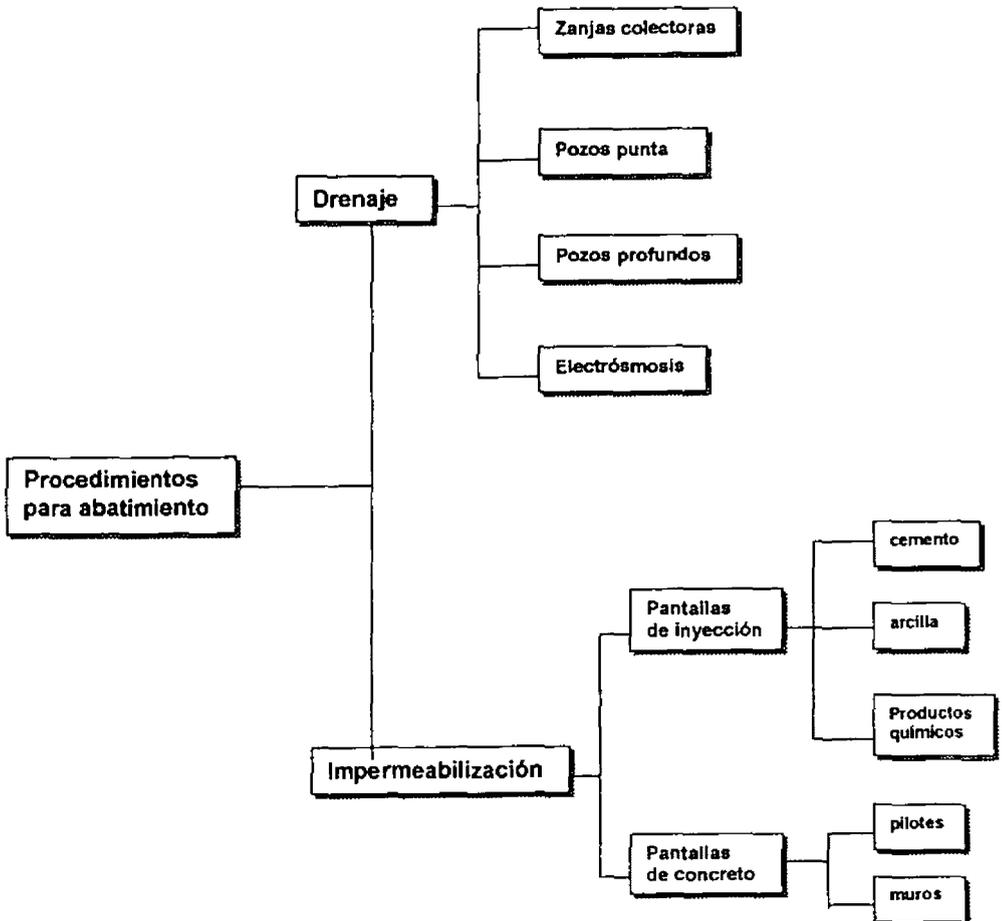
Fig. V.6

Luego entonces, ante los problemas que pudieran presentarse durante la excavación se precisa procurar dejar la zona por excavar en seco.

Ahora bien, existen procedimientos de abatimiento del nivel freático en forma local, a través del bombeo, es decir, las filtraciones se extraen del suelo antes de que lleguen al sitio de excavación, permitiendo trabajar en condiciones favorables; a tales métodos se les considera como "Métodos de Drenaje". Hay otro tipo de procedimientos que evitan la llegada del agua al sitio de excavación, interceptándola mediante pantallas impermeables naturales; logrando además el descenso del nivel freático en la zona. A estos procedimientos se les denomina "Métodos de Impermeabilización".

Esquema V.2.

PRINCIPALES PROCEDIMIENTOS EMPLEADOS PARA ABATIR EL NAF EN EXCAVACIONES.



En el esquema V.2 se resumen los principales procedimientos empleados para abatir el nivel freático en excavaciones.

V.4. MAQUINARIA Y EQUIPO

V.4.1 DISPONIBILIDAD

Es claro que la capacidad de ejecución en la rama de la construcción, debe estar acorde con la calidad y cantidad de sus elementos de producción, es decir, se debe ser capaz de realizar los trabajos encomendados, dentro de los plazos fijados en las relaciones contractuales cumpliendo, simultáneamente, con las especificaciones de construcción.

Ahora bien, una obra cualquiera, puede ser ejecutada mediante diversos procedimientos de construcción y empleando diferentes equipos; empero, lógicamente, para ejecutar determinado trabajo siempre existirá algún procedimiento constructivo tal que optimice tanto técnica como económicamente las operaciones del ingeniero, y cuya selección entre otros criterios depende en gran medida del equipo y la maquinaria con la que se dispondrá durante la ejecución de dicho trabajo.

Por otra parte, el acelerado avance tecnológico que ha caracterizado a este siglo, ha sido un factor determinante en la evolución de los métodos y equipos de producción.

El mercado de la construcción ofrece una nutrida variedad de máquinas cada vez más especializadas de diferentes marcas, modelos, capacidades y especificaciones de calidad. Deberán por tanto realizarse estudios cuidadosos, a fin de determinar la maquinaria más conveniente que nos conduzca a la optimización del procedimiento constructivo seleccionado, en el supuesto caso que se tenga la alternativa de elegir el equipo para llevar a cabo el trabajo.

V.4.2. RENDIMIENTOS.

Al seleccionar "Procedimientos de Construcción", se debe hacer la consideración de poder predecir lo más preciso posible de cuánto tiempo, qué maquinaria y personal se

requiere para realizar una operación determinada, dentro de la calidad específica y el menor costo posible, pues de esto depende el gran éxito en el cumplimiento de programas y en el aspecto económico; ya que las diferentes variables y condiciones de estos aspectos que se presentan durante la construcción, originan los tiempos perdidos o demoras. Dichas demoras y el efecto acumulado de ellas en el rendimiento del equipo, se manifiestan a través de los coeficientes de eficiencia, que son multiplicadores que sirven para reducir los rendimientos ideales o máximos del equipo.

Los factores que directamente afectan la eficiencia en el rendimiento de equipo de construcción y de los se hablará en su momento pueden clasificarse en diversos grupos que a saber son:

- Demora de rutina
- Restricciones en la operación mecánica óptima
- Las condiciones de sitio
- Por la dirección y supervisión
- Por la actuación del contratante

No debe perderse de vista que un procedimiento constructivo deberá elegirse de tal manera que éste facilite la obtención de los mejores rendimientos de la maquinaria y equipo del que se disponga, en el supuesto caso de que no se tenga otra alternativa de selección en cuanto a éste se refiere.

V.5. FACTORES AMBIENTALES.

Las condiciones del sitio mencionadas dentro de los factores que alteran los rendimientos del equipo, se refiere a las condiciones ambientales propias del lugar en que está enclavada la obra y el punto o frente concreto donde operan las unidades.

V.5.1. CLIMA.

Al elegir un procedimiento constructivo nunca debe pasarse por alto el estudio de las condiciones climatológicas en las distintas épocas del año, como son la temperatura

máxima y media, heladas, precipitación media anual, su distribución mensual y diaria, su intensidad, su efecto en el sitio de trabajo y en los caminos, etc.

V.5.2. ACCION DEL VIENTO.

En este sentido, el ingeniero constructor no deberá pasar por alto los efectos que el viento durante el proceso constructivo pudiese generar, entorpeciendo al igual que en el caso de las lluvias las operaciones de trabajo, deteniendo éste por varios días.

Es preciso entonces, analizar y conocer bien este aspecto de las condiciones climatológicas, buscando así mejores rendimientos a fin de tener un buen diseño del proceso de construcción a seguir.

V.5.3. ACCION DEL AGUA.

El agua puede repercutir de distintas maneras, por eso, es preciso considerar tanto el aspecto superficial como el subterráneo en sus distintas manifestaciones; la lluvia por ejemplo, usualmente parará las operaciones, además, puede ablandar tanto el lugar de trabajo y convertir los pisos y los caminos de acceso y acarreo en pantanos o estanques, de manera que el trabajo no proseguirá por días o semanas.

Cabe aclarar que en ocasiones los suelos son tan porosos, que el agua sólo los empaparará, filtrándose rápidamente, de manera que ni el lodo, ni el agua estancada retrasará el trabajo más de unas cuantas horas. Otras ocasiones la obra se encuentra en climas tan secos que es mejor correr el pequeño riesgo de un retraso debido al agua, que gastar el tiempo, dinero y trabajo mental, para el arreglo del desagüe. Sin embargo, por lo menos en la mayoría de los casos, deberán tomarse precauciones de rutina.

Otra forma como puede presentarse el agua es a manera de escurrimientos que pueden generar complicaciones cuando provienen de las áreas vecinas, ya sea durante las lluvias o en forma de arroyos permanentes, los cuales deberán desviarse alrededor de las áreas de trabajo, o ser conducidas en canales a través de ellas, buscándose siempre que causen la mínima interferencia.

Por otro lado, cuando es necesario trabajar al nivel del agua freática, o debajo de él, deberá llevarse a cabo esta labor durante épocas secas solamente, desaguarse, bombearse o por una combinación de estos métodos; en fin, el aspecto del agua subterránea se aborda en la sección V.3.5 del presente trabajo.

V.5.4. SISMICIDAD.

Un factor importante durante la ejecución de una obra, son los aspectos relativos a la sismicidad del lugar, pues el impacto destructivo de los desastres naturales en general (terremoto, inundación, erupción volcánica, etc.), tiende a incrementar el efecto de siniestros en términos de pérdida de vidas y bienes materiales. Entre los desastres naturales, los sismos son los más impredecibles y menos esperados. Sus patrones de propagación también son difíciles de delinear con antelación. Así, las medidas de protección o aún de desalojo son supérfluas para tratar de prevenir pérdidas humanas y propiedad en caso de sismos. Por lo tanto, el enfoque básico de prevención debe concentrarse en desarrollar e implementar medidas para mitigar los efectos de temblores potenciales en las áreas de peligro sísmico, para que cuando ocurra un sismo las pérdidas humanas y los daños materiales sean mínimas.

Debido a que los términos peligro, vulnerabilidad y riesgo en ocasiones se usan como sinónimos es necesario establecer una base semántica. Para este propósito, el concepto peligro se usa para referirse al nivel de actividad inherente sin considerar los elementos que pueden sufrir los efectos de un desastre; vulnerabilidad define el nivel de daño potencial o pérdida de los elementos expuestos al peligro; mientras que el concepto de riesgo define la probabilidad de pérdida o daño, es decir, es una función de peligro y vulnerabilidad.

Para poder desarrollar estrategias encaminadas a la mitigación del riesgo, el primer paso debe ser el identificar los parámetros del peligro; en caso de peligro sísmico se requiere de la apreciación de la naturaleza de la sismicidad del área en estudio. Debido a la caracterización de los sismos, dicha apreciación implica estudios de las extensiones geológicas y la dinámica de sus características estructurales. Estos estudios deben ser dirigidos a la determinación de la recurrencia de la actividad sísmica en la región y los niveles típicos y las características de movimiento telúrico en el área en estudio. Los

trabajos de este tipo incluyen la recopilación de catálogos de actividad sísmica, definiendo zonas tectónicas, modelos de fuentes sísmicas, probabilidades estadísticas de recurrencia sísmica y atenuación del movimiento terrestre y los efectos en la superficie. En base a estos estudios, se puede estimar la probabilidad de recurrencia de movimiento terrestre dentro de un rango especial de magnitud y características en un determinado período.

Por otro lado, la evaluación de la vulnerabilidad y la información de los niveles esperados de peligro, serán combinados para determinar los niveles potenciales de riesgo. Así, se podrán obtener estimaciones sobre el daño estructural, número de víctimas, y pérdidas económicas posibles de ocurrir dentro de determinadas etapas de proceso de construcción. El resultado será en cuanto a mapeo de riesgo, identificación de áreas de niveles no aceptables de riesgo, y cuantificación de probabilidad de pérdida.

V.5.5. OBRAS INDUCIDAS.

En el ámbito de la construcción, entendemos al conjunto de actividades programadas relativas a dar solución a todas aquellas interferencias que se presentan para llevar a cabo la construcción de una obra determinada, como obra inducida, la cual se puede desarrollar en forma independiente o paralela a la obra.

Es decir, son aquellas actividades que deberán ejecutarse necesariamente debido al reacondicionado de todas aquellas instalaciones que de una u otra forma interfieran en la nueva obra.

Algunas de estas instalaciones son: cables subterráneos energizados para alumbrado, semáforos, teléfonos, servicios como cablevisión y otros; además de tuberías para conducción de algún gas, petróleo, agua potable, drenaje etc.

Es indispensable entonces, determinar si alguna instalación representa una obra inducida o no, pues de afectar los trabajos habrá que contactar a las dependencias u organismos involucrados para dar solución al problema; de tal manera que el ingeniero, contando con lo anterior, desarrolle una mejor elección del proceso constructivo a seguir.

V.5.6. DISPONIBILIDAD DE AREAS DE TRABAJO.

La topografía del lugar es de suma importancia en el caso que nos ocupa debido a la necesidad de lugares de trabajo que durante el desarrollo del proceso constructivo habrán de ocuparse, pues de no disponer de ellos tal vez se tendrá que elegir otro método o equipo para la ejecución.

Es aquí, donde entran las restricciones en la operación mecánica óptima del equipo; que se refieren a casos como el ángulo de giro, a la altura o profundidad de corte, las pendientes de ataque, coeficientes de rodamiento, etc. Todas ellas limitaciones que generan un efecto reductor en el rendimiento.

V.5.7. ACCESO AL SITIO.

Indudablemente la ubicación geográfica del lugar de trabajo tiende a orientar la elección del proceso a seguir para la ejecución de la obra en función por un lado, de las vías de comunicación existentes y disponibles para el acceso al frente del trabajo y por otro de la distancia de centros urbanos o industriales, pues será necesario obtener personal y abastecer de materiales a la obra.

V.6. PROGRAMA DE OBRA.

El contratar adecuadamente el tiempo de ejecución de una obra, permitirá corregir oportunamente desviaciones que, de no hacerlo, pondrían en riesgo la consecución de las metas fijadas de cualquier proceso constructivo.

Así que, haciendo referencia a las etapas anteriormente descritas relativas al proceso de control, diremos que el establecimiento de los estándares de tiempo, provienen del análisis, tan detallado como sea posible, de cada una de las actividades en que convencionalmente se ha dividido la obra para su análisis.

Para lograr lo anterior se requiere llevar a cabo, previamente, la planeación y programación cuidadosa de todas las actividades involucradas.

Los programas son indispensables para definir tanto prioridades de ejecución en un determinado proceso de constructivo, así como para tener anticipadamente el material y personal requerido.

El término "programa" significa en sí, la representación de todas las actividades involucradas en la realización de un fin o propósito fijado con anterioridad, ordenándolas lógicamente y determinando la duración de cada una de ellas, así como definiendo además los recursos humanos, materiales y económicos que se requerirán, desde el inicio, hasta la terminación de la obra.

A partir de dichos programas, pueden seleccionarse los estándares de comparación, por ejemplo, en el caso particular de cada una de las actividades, su duración se calcula en función del volumen de obra por ejecutar, y del rendimiento que el personal o el equipo encargado de determinada tarea es capaz de realizar. Una vez establecidos los estándares, se generan reportes conteniendo los rendimientos reales obtenidos en la obra e, importantemente, señalando las causas del retraso en las actividades que lo contengan.

La acción correctiva estará entonces encaminada a corregir las variables controlables como pueden ser: incrementar el número de personal, asignar personal mejor calificado, cambiar el tipo de máquinas, modificar el procedimiento constructivo, etc.

El éxito o el fracaso de un sistema de programación depende, básicamente de que tan realista se hayan planteado las bases sobre las cuales se fundamentó el programa.

Finalmente entre más cuidadosa sea la programación del proceso, mayor será el aprovechamiento de los recursos disponibles y por tanto, mejor será el resultado de su ejecución.

V.7. ASPECTOS DE SEGURIDAD.

El progreso de nuestro país ha tomado un paso acelerado en estos últimos años. Esto significa mayor producción de bienes y servicios, e indudablemente beneficios para todos sus habitantes.

Desgraciadamente, junto con el aumento de producción ha venido el aumento consiguiente de accidentes de trabajo, ocasionados por: un mayor número de trabajadores, por maquinaria más grande y compleja, por materias primas más peligrosas y por técnicas que requieren el uso de la energía más poderosa.

Es bueno producir, pero debemos también luchar por evitar el dolor humano; porque la producción tiene como finalidad el bienestar de la humanidad y si es causa de accidentes, viene a ser un contrasentido.

Evitar los accidentes no es imposible; está en las manos tanto de empresarios como de trabajadores, sólo se requiere educación en términos de seguridad.

Por otro lado, estamos concientes que uno de los elementos fundamentales dentro del ciclo económico, lo constituye, sin lugar a dudas el trabajador; razón por la cual la preocupación por la salud debe ser una de las principales, no solamente de toda persona que tenga una responsabilidad directiva como funcionario estatal, sino también de toda aquella que actúa como conductora dentro de la actividad privada.

El estado, mediante sus organismos específicos legisla, ya sea a nivel nacional, provincial o municipal, los diferentes aspectos vinculados con la salud. Pero esto no es todo; el estado tiene asimismo la misión de controlar el cumplimiento de las normas legales que ha fijado, así como la de sancionar a los infractores.

Las empresas, por su parte, se ven en la obligación de cumplir con las disposiciones legales. Entonces las empresas del estado, las paraestatales, las autárquicas, así como las mixtas deben ser consideradas y actuar como las privadas, y respetar por lo tanto, como estas últimas, todas las prescripciones de la ley.

En lo que se refiere a la industria de la construcción, esta genera una variedad de riesgos de trabajo que pueden llegar a ser de proporciones importantes, si no se toman en cuenta las medidas necesarias durante el proceso de construcción. En esencia, la seguridad e higiene del trabajo, reside en la protección de la vida, la salud y la integridad física de los trabajadores, por lo que los accidentes de trabajo deben evitarse a toda costa.

Por otra parte, la seguridad en la construcción es un tema que siempre se está estudiando para mejorar los niveles de vida y lograr nuevas técnicas.

Estas normas se clasifican en dos grupos:

- Normas obligatorias.- Son aquellas que el Gobierno Federal y de los estados han dictado para la protección de la seguridad del trabajador.
- Normas voluntarias.- Son aquellas que cada empresa practica sin obligación legal con sus trabajadores, perfeccionándolas con el fin de evitar accidentes en la ejecución de la obra.

Jurídicamente compete a la Secretaría del Trabajo y Previsión Social, la preparación de instrumentos legales de prevención, tales como reglamentos; ésta es una función normativa; la función aplicativa recae entonces a todos los demás niveles.

Los gobiernos de los estados se acogen a la labor de verificación que hace la Secretaría de Salubridad y Asistencia en las industrias de jurisdicción local en las diversas entidades; y de acuerdo con los lineamientos generales de higiene y seguridad en el trabajo, planteados por los reglamentos de higiene del trabajo y medidas preventivas.

Por no ser el objetivo de este trabajo, no se detallarán las actividades de las instituciones u organismos que reglamentan la seguridad en la construcción, pero si se hará mención de ellas:

- ◆ Secretaría del Trabajo
- ◆ Instituto Mexicano del Seguro Social
- ◆ Secretaría de Salubridad y Asistencia

- ◆ Reglamento General de Seguridad e Higiene
- ◆ Reglamento de Construcciones para el D.F.

En ocasiones otros organismos como:

- ◆ Petróleos Mexicanos
- ◆ Ferrocarriles Nacionales
- ◆ ISSSTE
- ◆ Consejo Nacional de Prevención de Accidentes
- ◆ Dirección General de Normas (Dependiente de Industria y Comercio)

Durante todo el proceso constructivo debe imperar la seguridad ante todo, y no sólo durante la ejecución de la obra o la realización de un trabajo en particular dentro de la misma, sino también antes y después a que suceda.

En lo que sigue, se enumeran algunos aspectos en los que es conveniente tomar medidas de seguridad previas y durante el proceso constructivo, dichas medidas, cabe aclarar se detallan en la ref. 29.

- ◆ Personal.
 - ◆ Presentación del campo o medio de trabajo
 - ◆ Higiene
-
- Acondicionamiento de letrinas o servicios sanitarios suficientes para todo el personal.
 - Abastecimiento de agua potable en áreas de trabajo.
 - Acondicionamiento de comedores o lugares específicos para comer.
 - Acondicionamiento de almacenes de combustible líquido y gaseoso.
 - Limpieza.
 - Equipo contra incendio.
 - Herramientas y equipo.
 - Vacunación antitetánica, en planeación conjunta con el I.M.S.S. de la localidad.
 - Contar con botiquín de primeros auxilios.
- ◆ Condiciones del lugar de trabajo
 - ◆ Excavaciones

- ◆ Armazones
- ◆ Colocación de piletas
- ◆ Montaje de estructuras
- ◆ Colocados
- ◆ Andamios
- ◆ Herramientas y accesorios
- ◆ Maquinaria pesada
- ◆ Mantenimiento de maquinaria en general

Es preciso decir, que estas medidas nunca imperaran sobre lo que dicten las leyes o reglamentos oficiales correspondientes a cada caso.

Para cerrar este punto diremos que al llevar a cabo cualquier proceso constructivo el ingeniero en cargado de la seguridad en la obra, debe tomar en cuenta los siguientes aspectos.

- Responsabilizarse de que se cumplan las normas de seguridad.
- Recomendar normas y dictarlas cuando se descubran posibles causas de accidentes.
- Realizar inspecciones periódicas de seguridad durante el proceso constructivo de la obra que tenga a su cargo.
- Promover, conferencias, mesas redondas, etc., para conservar y desarrollar el interés de la seguridad entre los trabajadores.
- Entregar oportunamente a la superintendencia de la obra y a la jefatura del departamento de seguridad, los reportes relacionados con inspecciones, medidas de seguridad cumplidas, accidentes ocurridos, índices de frecuencia y gravedad de accidentes.
- Gestionar la suspensión en la ejecución de un trabajo que implique un riesgo inminente para los trabajadores, hasta que tomen las medidas preventivas necesarias.
- Estar en permanente comunicación con ingenieros, sobrestantes y miembros de Comisión Mixta de Seguridad e Higiene de la obra.
- Aplicar sanciones a quienes violen o no den cumplimiento a las medidas de seguridad.

Finalmente al ejecutar cualquier obra y en cualquier lugar el contratista nunca estará exento de la posibilidad de algún accidente que ponga en peligro el curso normal de la construcción, inclusive provocar una pérdida económica que lo lleve a la ruina. (ver esquema V.3). Motivo por el cual es muy importante mantener una estrecha vigilancia en el renglón destinado a imprevistos mismos que pueden ser cubiertos mediante la contratación de un seguro que le permita amparar tales eventualidades sin cargarse de grandes reservas de capital que pueden ser empleados en otros conceptos.

Hoy en día existe en el mercado nacional de los seguros un producto que puede amparar las obras contra cualquier eventualidad que se suscite durante la ejecución de los mismos.

El seguro de Obras en Construcción y el Seguro de Equipo de Construcción han sido diseñados especialmente para proteger toda clase de obras civiles en proceso de construcción, contra todos los daños que se presenten durante su período de ejecución. Asimismo, pueden ser incluidos bajo dicha protección, todo lo relativo a la maquinaria y al equipo del contratista que se emplea en la obra. También podrán ser amparados todos los daños causados a terceras personas tanto en sus bienes como en su físico (lesiones corporales e incluso la muerte) como consecuencia de la ejecución normal del proyecto.

V.8. ECONOMIA.

Dentro de los campos de la ingeniería, la construcción toma un papel muy importante por su contexto económico ya que es una actividad que requiere del esfuerzo de muchos grupos físicos y/o morales que participan en la realización de la obra.

Por otro lado, definimos al costo como el valor sacrificado para obtener bienes o servicios o, la suma de esfuerzos y recursos que se han transformado para conformar un concepto de valor.

Ahora bien, es bien sabido que toda obra realizada por el hombre es motivada por una necesidad, y para la realización de dicha obra desde el punto de vista ingenieril se requiere satisfacer 3 principios básicos: CALIDAD, TIEMPO Y COSTO; parámetros en los cuales se basa la teoría del costo y en su relación intrínseca. es decir, la combinación

correcta de estos 3 elementos es la que nos permite construir en el menor tiempo posible, con un procedimiento adecuado y al menor costo.

Sin embargo, debido a la constante variación de la economía en la actualidad, nos vemos obligados a modificar nuestros costos iniciales presupuestados para una obra determinada, ya que varían con el paso del tiempo. Es entonces necesaria la planificación minuciosa de cada paso de la obra antes de que ésta inicie, con el fin de elegir el equipo idóneo para un proyecto definido, previo análisis constructivo del mismo, determinando así los mejores métodos constructivos para su correcta ejecución

Por otra parte, la aplicación de controles es inevitable, no únicamente en los costos, sino también en el cumplimiento de los programas parciales y globales de calidad y tiempo de ejecución, como anteriormente se dijo; esto para saber si se gana o se pierde, cuánto, en dónde y por qué. La ventaja del sistema de control de costos detallado es que se puede detectar fallas, desviaciones o pérdidas en algunos de los conceptos que pueden ser:

- Bajos rendimientos
- Procesos constructivos inadecuados
- Ejecución de conceptos fuera del alcance
- Fugas de materiales en el almacén

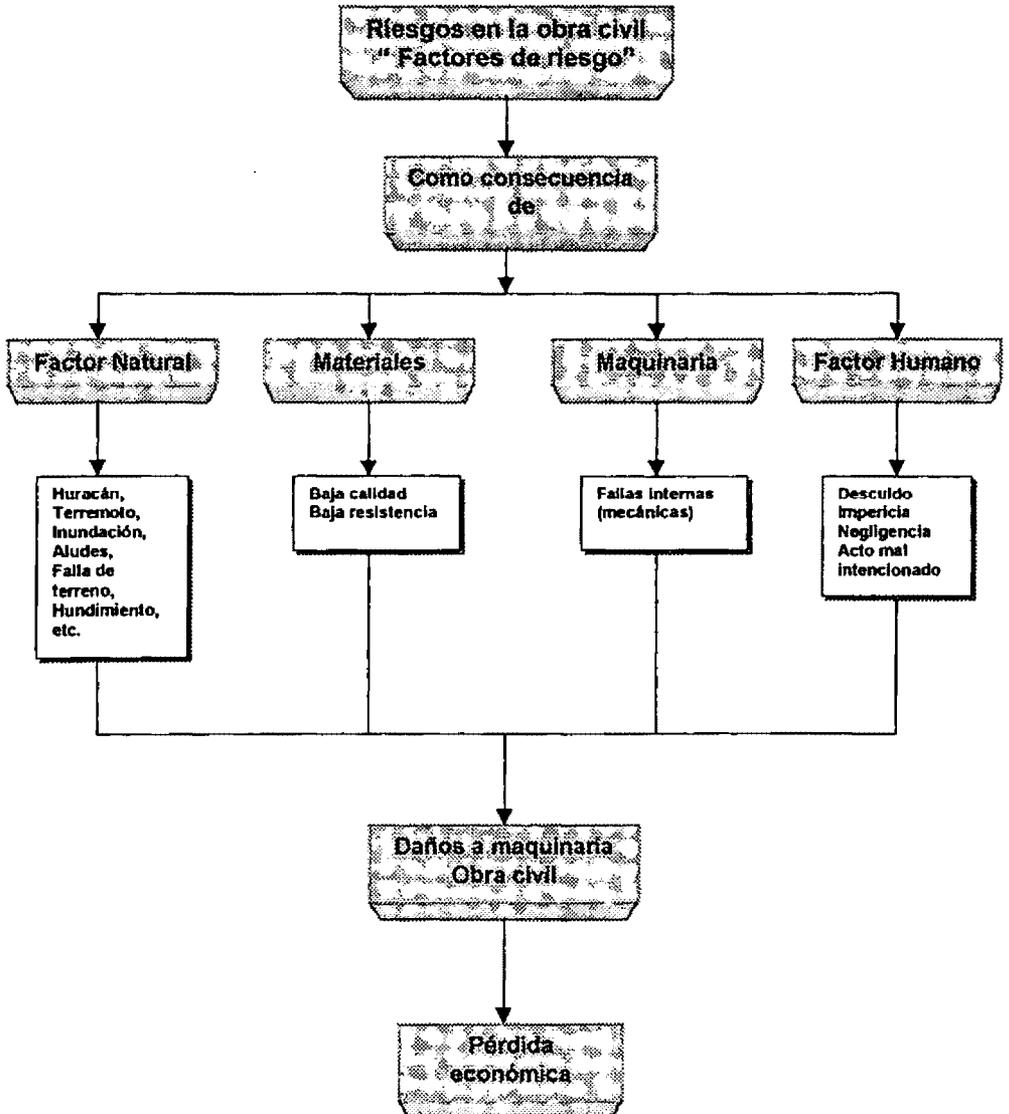
Y de haber problemas previstos, estudiar con la debida oportunidad las maneras de efectuar correcciones y ajustes en el área de actividad indicada.

En resumen el objetivo del sistema de control de costos de construcción es mantener en el momento que se desee información detallada sobre los conceptos de obra que se estén ejecutando, estableciendo una balanza comparativa económica entre el costo de cada concepto y el precio de venta estimado.

Finalmente, el mejoramiento de los estándares de comparación en este renglón, se tendrá en la medida que se estudie al detalle el proyecto por presupuestar, así como las condiciones que prevalecerán en el campo en cuanto al grado de dificultad para ejecutar las obras.

Esquema V.3

POSIBLES RIESGOS O ACCIDENTES EN LA OBRA CIVIL



PROGRAMAS DE CONSTRUÇÃO
DEBEM SER

CAPITULO VI

PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

VI.1.- INTRODUCCION.

En lo que sigue, de manera muy general se abordará lo concerniente a la etapa final de toda obra de ingeniería, "su realización física". En este caso particular lo que respecta a las cimentaciones.

No se debe olvidar que independientemente del tipo de cimentación del que se trate, en términos generales, existe una serie de actividades a realizarse que variarán según el procedimiento constructivo seleccionado y que se llevarán a cabo o no según las exigencias del proyecto. Algunas de dichas actividades se enumeran enseguida:

- Demolición y retiro de construcciones preexistentes
- Despalme
- Desmante
- Limpieza del terreno
- Nivelación
- Excavación o perforaciones
- Cimbrado
- Armado
- Hincado
- Colado
- Relleno
- Compactado
- Control

Cabe aclarar que esta relación no corresponde a un determinado tipo de cimentación y por ende no obedece estrictamente a un orden de ejecución.

Debido a la fuerte repercusión que tienen las excavaciones durante el proceso constructivo, en el siguiente inciso abordaremos el tema aunque de manera muy somera.

VI.2.- METODOS DE EXCAVACION.

Tomando en cuenta las dimensiones y dureza del terreno a excavar, de manera muy general, podemos considerar tres tipos de excavaciones.

- a) Zanjas y pozos
- b) Grandes excavaciones
- c) Excavaciones en suelos rocosos

Cada tipo implica la utilización de un procedimiento diferente pero en todos se requiere dar una preparación previa al lugar, la cual consiste en localizar e identificar las líneas de conducción como cables y tuberías subterráneas que existen en el área con el fin de evitar costosos accidentes, así como investigar señales de agrietamiento o asentamientos ya existentes en obras contiguas. Esto último es indispensable en excavaciones profundas, con voladuras o en hincamientos de pilotes. En lotes semiurbanos, si se requiere, también habrá que hacer los trabajos de despalme, desmonte y nivelación, ya sea con mano de obra o maquinaria. Una vez hecha la preparación del lugar iniciamos la excavación utilizando el método correspondiente.

A.- Zanjas y pozos.- Son las obras de menor volumen, debido a lo cual en nuestro país es común realizarlas a mano (con pico y pala), sobretodo en construcciones poco relevantes. La tierra se corta, extrae y deposita a los lados; posteriormente se retira con carretilla al sitio de depósito. Para excavar series de zanjas o pozos es preferible utilizar máquinas, la retroexcavadora de cangilones son las más recomendables para zanjas y la grúa con cucharón de almeja para pozos.

B.- Grandes excavaciones.- Se consideran de este tipo a aquellas excavaciones que cubren superficies iguales o mayores a la base de un edificio y que alcanzan varios metros de profundidad.

Cuando la excavación no es muy profunda es común utilizar una retroexcavadora, ya que ésta puede cargar la tierra sobre los camiones permaneciendo en el borde nivel natural. La superficie total a excavar se divide en áreas menores, "trincheras", en función del equipo disponible a manera de no interferir una a otra.

Si la excavación es profunda se trabaja por capas o sea varios niveles de excavación, debiendo preparar en la ejecución de cada capa, una rampa que permita bajar a la máquina excavadora y camiones al frente de ataque. La pendiente debe ser de 10:1 ó 15:1 a fin de que los camiones cargados puedan subirla. Es posible que ciertas retroexcavadoras puedan cargar los camiones desde un nivel a otro, en cuyo caso la rampa de acceso puede tener una pendiente mayor (30:1). Si la excavación es profunda, pero limitada en área será difícil realizar lo anterior. Se recurre entonces a máquinas excavadoras con cables de elevación, específicamente dragas y grúas con cucharones de almeja.

C.- Excavaciones en suelos rocosos.- En roca maciza, como basalto y granito, es necesario emplear explosivos para fragmentarla antes de comenzar la extracción mecánica. El procedimiento más general de perforación y voladura que se sigue para excavación en trabajos de cimentación consiste en formar con explosivos una serie de gradas o bancos sobre los cuales trabajarán las excavadoras, cargando el material a los camiones. Para realizar la voladura se perforan una serie de agujeros de diámetro promedio cercano a 15cm. con amplias separaciones, utilizando martillos neumáticos o barrenos. Dentro de éstos se introduce el explosivo, llegándose a obtener de 4 a 7 toneladas de extracción por cada 500 gramos de explosivo común, pero es preciso aclarar que todo esto será en función del diseño de la voladura.

Es preciso recordar que es en esta etapa de proceso constructivo, cuando el ingeniero tiene que enfrentarse y llevar a cabo el abatimiento del nivel freático de ser necesario.

Una vez realizada la excavación se procede a la construcción de la subestructura.

VI.3.- CONSTRUCCION DE LA SUBESTRUCTURA.

Uno de los criterios que rigen el procedimiento constructivo de una cimentación y que ya ha sido comentado anteriormente, está en función de las características del tipo que se trate. Así por ejemplo, el procedimiento a seguir para colocar un pilote difiere totalmente del método para desplantar una zapata.

A continuación, se describirán los procedimientos constructivos generales para diferentes tipos de subestructuras.

VI.3.1.- ZAPATAS.

- Se efectuará la limpieza del terreno incluyendo el despalle de la capa vegetal, así como la demolición y retiro de construcciones preexistentes en su caso. Esta primer actividad se realizará para cualquier tipo de cimentación, por lo que en adelante sólo se hará mención de la limpieza del terreno, para referirnos a este punto.
- Las excavaciones para alojar la subestructura podrán ser todas a cielo abierto, formando taludes verticales en el perímetro, aunque constructivamente puede ser conveniente formarlos con cierta inclinación. Se recomienda que una vez hecha la excavación, no se tenga abierta ésta por más del tiempo que sea necesario para evitar los efectos de desecación de la superficie expuesta. Además de que no se deberá caminar sobre la superficie de la excavación para evitar aflojamiento del terreno y que se vea disminuida la capacidad de carga del terreno y se incrementen los hundimientos.
- Una vez que la excavación haya llegado a la profundidad de desplante, conviene colocar una plantilla de concreto pobre de 5cm. de espesor en el fondo de dicha excavación a fin de disponer de una superficie limpia y uniforme en que apoyar el armado.
- Se realizará el armado de la cimentación según las especificaciones de proyecto.
- El concreto deberá colocarse rápidamente para proteger el fondo del deterioro por lluvia o resequedad.
- Los espacios remanentes entre la cimentación y los taludes de la excavación, una vez construida aquella, serán rellenadas con el material adecuado que puede ser el

mismo producto de la excavación, con un cierto nivel de compactación de su peso volumétrico seco máximo, de acuerdo con la prueba Próctor Estándar y que generalmente oscila entre el 90% y 95%.

VI.3.2.- LOSAS.

El principio de la losa de concreto reforzado con cimentación es el mismo que el de una losa de piso trabajando a la inversa, o sea, que los esfuerzos uniformemente repartidos son dirigidos hacia arriba (reacción del terreno) y los esfuerzos puntuales hacia abajo. Es práctica común, pero no necesaria, colar la losa sobre una capa de concreto pobre de unos 5 cm. de espesor, a fin de permitir la fácil colocación de las varillas y evitar que estén en contacto directo con el terreno.

En función de las cargas y tipo de terreno la losa puede ser plana, con nervaduras o abovedada.

La losa plana es la más común y económica ya que el cimbrado es mínimo y el colado fácil, sin embargo su uso se restringe a cargas no muy grandes como casas habitación debido a su menor rigidez. Esta formada por una losa simplemente armada unida a los elementos estructurales monolíticamente, se utiliza en claros hasta de unos 6m, ya que en claros mayores su espesor tendría magnitudes prohibitivas. Si los muros de carga son de ladrillo se debe poner como liga una trabe de concreto armado que permita el anclaje e incremente la rigidez.

La losa con nervaduras se utiliza en claros mayores de unos 6 m, donde una losa plana tendría grandes espesores del orden de 50 cm. Su uso nos permite ahorrar concreto y hacer trabajar mejor al armado. Las nervaduras se colocan encima de la losa, ya que el acero trabaja a tensión; las columnas o muros de carga descansan sobre estas nervaduras.

La losa abovedada es difícil de colocar, tiene que darse forma de arco al terreno de apoyo. Debido a esto es poco utilizada en cimentaciones, sin embargo debe considerarse que, debido a su forma, utiliza poco acero de refuerzo en suelos blandos

como el de la zona del lago del Valle de México, lo que puede resultar una solución económica en nuestros días.

En términos generales el procedimiento constructivo de las losas y las zapatas no distan mucho uno de otro.

VI.3.3.- PILOTES.

VI.3.3.1.- PILOTES CON DESPLAZAMIENTO HINCADOS A GOLPE.

Para hacer descender los pilotes hasta el nivel de apoyo en suelos blandos el procedimiento más fácil es golpear la cabeza del pilote a manera de clavarlos en el suelo. Para producir los impactos o golpes se utiliza un martinete montado sobre una grúa.

Los pilotes de fricción simplemente se hincan hasta el nivel de proyecto, pero los pilotes de punta deben seguir cierto criterio llamado de rechazo, según el cual las condiciones del pilote no se hincan más de 1 cm., durante los 4 cm. finales; siempre y cuando se haya alcanzado el estrato resistente en su cota proyectada.

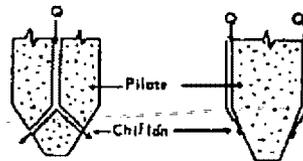


Fig. VI.1

Si en el estrato por atravesar hay lentes de arena y la hincada a golpes se dificulta, da buen resultado usar agua a presión inyectada por la punta, a través de un chiflón dispuesto con anticipación dentro del pilote, como se muestra en la fig. VI.1.

La inyección de agua debe suspenderse mínimo un metro antes del nivel definitivo de apoyo con el objeto de no afectar la estructura del estrato de desplante.

En México los pilotes de concreto más usados para ser hincados a golpes son los simplemente reforzados, de sección cuadrada o circular y calibres comprendidos entre 30 y 60 cm. Para poder introducirlos en el suelo se coloca el pilote verticalmente con la ayuda de una grúa junto a la barra o tubo guía donde corre el martinete, esta barra guía está sostenida por otra grúa. Una vez colocado el pilote se golpea con el martinete. En caso de requerir grandes longitudes 30 a 60 m debe procederse a introducir los pilotes por tramos. Donde cada tramo es unidos al siguiente por soldadura en la placa metálica que normalmente tienen en el extremo.

El hincado a golpes de pilotes en arcillas blandas es relativamente fácil, ya que los pilotes durante los primeros golpes producen un remoldeo en ellas que disminuye la resistencia del suelo al esfuerzo cortante y esto hace que bajen por su propio peso en su mayor tramo.

VI.3.3.2.- PILOTES CON POCO DESPLAZAMIENTO HINCADOS A PRESION Y PREEXCAVADOS.

Los pilotes a presión son hincados en pequeños tramos de unos 50 a 100 cm de longitud. Son muy útiles en trabajos de recimentación en que se disponga poco espacio de maniobra. Las secciones tienen un hueco en el centro de unos 8 cm, de diámetro; donde se verifica la construcción y se refuerza al pilote. Para hincarles se hace una pequeña excavación en cuyo fondo se coloca la primera sección del pilote con punta metálica preferentemente que se presiona con un gato hidráulico para lograr la penetración; en recimentaciones el gato se apoya sobre la estructura existente. Hincada la primera sección se le une la segunda por medio de un collar de acero, repitiéndose esta operación el número de veces que sea necesario.

El pilote preexcavado se usa en suelos que se deforman durante la hinca a golpes, afectando a los pilotes contiguos, levantándolos y desplazándolos. Primeramente se hinca un tubo de acero de punta biselada hasta el estrato de apoyo, y se extrae el tubo con el material que quedó en su interior. Después el material se vacía elevando el tubo y colocando un mandril fijo en su extremo superior que impida que el material suba con el tubo; se vuelve a meter el tubo con el mandril en su interior hasta el

nivel de apoyo; se extrae el mandril y se llena el tubo de concreto; enseguida se presiona el mandril sobre el concreto y se extrae el tubo. Si el suelo es tan blando que el hueco de la excavación se cierra al sacar el tubo, pueden usarse dos tubos, uno dentro de otro, donde el tubo externo actúa como ademe.

VI.3.3.3.- PILOTES DE ACERO.

Estos pilotes se construyen generalmente con secciones de tubo de acero o con viguetas de sección H. Los pilotes de acero de sección tubular pueden tener su punta cerrada o abierta; pueden rellenarse con concreto una vez que alcanzan su profundidad de desplante. Es común que sean trabajados en secciones unidas entre sí por juntas especiales o soldadas; con esto se logra más maniobrabilidad y menor espacio para la colocación. Son buenos para soportar grandes cargas, debiéndose proteger con pintura anticorrosiva. los pilotes de sección H, debido a su pequeña área transversal y a su gran rigidez, son adecuados para penetrar materiales duros en los que otro tipo de pilotes daría problemas de hincado. También son recomendables para lugares en que no se desea tener fuerte desplazamiento del suelo a causa del hincado.

VI.3.3.4.- PILOTES SIN DESPLAZAMIENTO COLADOS EN EL LUGAR.

Como su nombre nos lo indica, estos pilotes se construyen depositando el concreto fresco en la perforación hecha previamente en el suelo, dejándolo que se cure ahí mismo. Los dos procedimientos principales para construir estos pilotes son:

- a) Hincar un tubo metálico y llenarlo de concreto a medida que se va sacando el tubo.
- b) Hincar un tubo metálico, llenarlo de concreto y dejarlo que se cure ahí en el suelo.

El primer procedimiento se usa donde el suelo sea tan estable que no se derrumbe rápido la excavación, en donde el agua no la inunde y donde no se perjudique a un pilote recién colocado al efectuar excavaciones para los pilotes vecinos. La ventaja de usar pilotes colocados en el sitio es que no precisan espacio de almacenamiento, ni grúas para su manejo; además no están sujetos a daños por maniobras de manejo o

hincado.

Finalmente, diremos entonces que para procedimientos constructivos de cimentaciones profundas con pilotes se recomienda:

a) Limpieza. Se efectuará la limpieza del terreno, incluyendo el despalme de la capa vegetal, así como la demolición y retiro de construcciones preexistentes en su caso.

b) Registro de construcción. Para cada pilote se llevará un registro con todos los detalles relevantes durante la construcción, incluyendo al menos información relativa a los incisos siguientes.

c) Fabricación. Se llevará un registro detallado de los pilotes, que incluya la fecha de fabricación y visto bueno de la supervisión; las tolerancias serán de ± 5 cm respecto a la longitud total del pilote y de ± 1 cm en las dimensiones de la sección transversal y colocación del acero de refuerzo. El colado de tramos de pilote se realizará a tope en un sólo molde, numerando los tramos para garantizar su verticalidad durante el hincado posterior.

d) Control topográfico. Es indispensable contar con un equipo topográfico para referenciar los ejes y niveles de colocación de los pilotes antes y después del hincado, es decir, los de proyecto y los reales.

e) Perforación previa. Cuando se prevean dificultades de hincado de los pilotes por la presencia de estratos duros con espesor mayor de 0.5 m, se efectuará una perforación previa al hincado, con un diámetro máximo igual a la diagonal de la sección del pilote; la perforación se realizará por batido y sin extracción del material, en movimiento descendente continuo, evitando la acción de subir y bajar la broca. En caso de campos numerosos de pilotes, en que puedan ocurrir expansiones excesivas o movimientos de pilotes por desplazamiento del suelo durante el hincado, la perforación previa se realizará con extracción del material.

f) Equipo de hincado. La energía del martillo será igual o mayor de 0.3 kg-m por cada

kilogramo de peso del pilote; el peso del pistón será igual o mayor del 30 % del peso del pilote.

g) Hincado. Se realizará en un máximo de 24 horas después de terminada la perforación previa; la desviación de la vertical del pilote no deberá exceder del 3% de su longitud para pilotes de punta y de 6% en los otros casos. En pilotes de punta se especificará la condición de rechazo en el material de apoyo como una relación entre penetración y número de golpes; en pilotes de fricción en arcillas blandas no existe rechazo debido al remoldeo inducido durante el hincado siendo necesario, por el contrario, prever una instalación de amarre que evite que el pilote penetre por debajo de la profundidad de diseño.

h) Pruebas de hincabilidad. Al iniciar el hincado se efectuarán pruebas con el fin de precisar las características de la perforación previa, equipo y condiciones de hincado, que deberán seguirse en la instalación del conjunto de pilotes.

i) Pruebas de carga. La capacidad de carga se confirmará mediante pruebas de carga dinámicas en que se determine el incremento de resistencia durante todo el proceso de hincado y hasta alcanzar la especificación de rechazo.

j) Liga estructural. Se excavará el área de cimentación hasta la profundidad de desplante del cajón; en el fondo se colocará una plantilla de concreto con f_c de 100 kg/cm² y 5 cm de espesor. posteriormente se demolerá el concreto de la parte superior de los pilotes y se continuará con la construcción del sótano, ligando los armados de los pilotes a los dados de cimentación.

VI.3.4.-PILAS.

Las pilas suelen ser colocadas en el lugar, en pozos excavados a mano o con maquinaria, ya que sus dimensiones hacen difícil el hincado. El procedimiento llamado de "pozo seco" es el más usado en la excavación, el cual consiste en hacer un pozo a pico y pala en terreno seco o con pocas filtraciones, convenientemente adomado.

En terrenos blandos o con grandes filtraciones de agua se puede extraer el material hasta una profundidad de 1 a 2 m, ademar con largueros verticales de madera; que se mantienen en anillos de acero; continuar la excavación ademandando en cada tramo y si son varias pilas emplear una grúa con cucharón de almeja para extraer el material que va quedando dentro de cada sección. En caso de filtraciones de agua excesivas se pueden introducir en el terreno secciones tubulares de acero en lugar de los largueros de madera.

En síntesis, el procedimiento constructivo implica:

1. Formar por excavación o perforación un barreno cilíndrico vertical en el subsuelo, que sea estable (por sí mismo o con ayuda de lodos) hasta la profundidad que deba alcanzar de acuerdo con el estudio de cimentación correspondiente y que tenga la sección transversal de forma y dimensiones acordes con las cargas por transmitir al subsuelo y con la capacidad de carga de diseño.
2. Habilitar y armar la jaula de acero de refuerzo necesario de acuerdo con las especificaciones estructurales del proyecto colocándolo en la forma más sencilla posible dentro del barreno previamente formado, cuidando que se centre y quede despegado de las paredes para garantizar en cualquier punto el recubrimiento especificado.
3. Colocar el concreto en el barreno, asegurando en todo momento su integridad y continuidad (sin segregación).
4. Verificar mediante muestreo directo (con broca de diamante) la calidad del concreto colado, o bien mediante métodos indirectos a base de sonido, detectar la continuidad del concreto.

Al igual que en el caso de los pilotes se recomienda para las pilas:

- a) Limpieza. Se efectuará la limpieza del terreno, incluyendo el despalle de la capa vegetal, así como la demolición y retiro de construcciones preexistentes en su caso.

b) Registro de construcción. Para cada pila se llevará un registro con todos los detalles relevantes durante la construcción, incluyendo al menos información relativa a los incisos siguientes.

c) Control topográfico. Es indispensable contar con un equipo topográfico para referenciar los ejes y niveles de colocación de las pilas antes y después del hincado, es decir, los de proyecto y los reales.

d) Equipo de perforación. deberá utilizarse un equipo de perforación con la herramienta adecuada para garantizar la verticalidad del barreno, minimizar la alteración del suelo adyacente a la excavación, obtener una perforación limpia y conservar las dimensiones de proyecto en toda la profundidad, evitando la sobrexcautación lateral y vertical del terreno.

e) Características de la perforación. La perforación será uniforme en toda su longitud, debiendo empotrarse en el estrato compacto; en caso de materiales arenosos sueltos o presencia de agua freática, las paredes de la perforación se estabilizarán con lodo bentonítico.

f) Apoyo de las pilas. El material suelto que se acumule en el fondo de la perforación se retirará en su totalidad empleando herramientas de limpieza adecuadas (cuchara o airlift) para garantizar el apoyo adecuado de las pilas.

g) Acero de refuerzo. Una vez terminada la perforación, se procederá de inmediato a la colocación del acero de refuerzo previamente habilitado con separadores para garantizar un recubrimiento libre mínimo de 5 cm, entre paños de estribos y perforación.

h) Colado del concreto. Inmediatamente después de instalar el armado se iniciará la colocación del concreto bajo agua o lodo bentonítico con el procedimiento de tubo tremie, manteniendo el extremo inferior del tubo embebido en el concreto fresco un mínimo de 1.5 m; el revenimiento del concreto será de 18 ± 2 cm; por ningún motivo se interrumpirá la colocación del concreto hasta completar la pila en la construcción. El colado se llevará hasta 40 cm por arriba del nivel de desplante del cajón, para eliminar el

concreto contaminado y permitir la liga estructural de las pilas.

i) Pruebas de integridad física. Con el propósito de verificar la calidad de la construcción durante el colado de las primeras pilas se realizarán las pruebas para comprobar las dimensiones y homogeneidad en toda la longitud de los elementos de cimentación; estas pruebas son indirectas y se basan en las características de propagación y reflexión de una onda en un medio heterogéneo.

j) Liga estructural. Se excavará el área de cimentación hasta la profundidad de desplante del cajón; en el fondo se colocará una plantilla de concreto con f_c de 100 kg/cm² y 5 cm de espesor. Posteriormente se demolerá el concreto contaminado de la parte superior de las pilas y se continuará con la construcción del sótano, ligando los armados de las pilas a los dados de cimentación.

VI.3.5.- CILINDROS.

Los cilindros tienen un procedimiento constructivo que consiste en colarlos fuera del sitio de desplante y una vez fraguados darles su colocación final, excavar en su interior con un cucharón de almeja de manera que vayan descendiendo a medida que se retira el material bajo él, hasta llegar al estrato resistente. Cuando son de gran longitud (10m a 30m) se construyen por tramos, colando cada sección sobre la superficie monolíticamente unida a la parte hincada anteriormente. Una vez colocado el elemento en su posición final se cuela un tapón en su parte inferior y una tapa en la superior quedando hueco.

VI.3.6.- CAJONES DE CIMENTACION.

Los cajones de cimentación más comunes tienen un procedimiento constructivo semejante al de los cilindros. El cajón de una o varias celdas puede hacerse extrayendo el material de su interior y colando el elemento en tramos, a medida que se va hundiendo. Las celdas deben tener las dimensiones apropiadas para permitir la excavación, y en cajones muy profundos se recurre al lastrado y chiflones de agua para vencer la fricción lateral, esto también puede hacerse en construcción de cilindros largos.

THE
FEDERAL
BUREAU OF
INVESTIGATION
OF THE
DEPARTMENT OF JUSTICE
WASHINGTON, D. C.

CAPITULO VII

CONCLUSIONES

1. Una cimentación es el conjunto formado por la subestructura y el mismo suelo en que se desplanta.
2. La racionalización de las cimentaciones, es el producto de los fracasos obtenidos durante mucho tiempo por el Ingeniero Civil. Esta base más o menos científica está dada por las teorías de capacidad de carga, por el avance en técnicas de medición y por el desarrollo tecnológico entre otros. Lo que nos lleva a pensar que con el tiempo se tendrá un proyecto y construcción de cimentaciones cada vez más racional.
3. El concreto armado es el material ideal para proveer a las construcciones de cimentaciones adecuadas, variando desde la más simple hasta la más compleja.
4. El objetivo de una cimentación, no es solamente el de dar una superficie portante suficiente, sino además, el de armostrar la construcción.
5. Las peores condiciones que tiene que enfrentar tanto el Ingeniero proyectista como el Ingeniero constructor son aquellas en las que los problemas se agravan cuando se presentan cargas variables en las columnas, cargas accidentales sobre las mismas y cuando existen variaciones en la compresibilidad del suelo. Todo esto a causa de la propia naturaleza.
6. El Ingeniero proyectista y el Ingeniero constructor deberán esforzarse por extraer del suelo el mayor partido posible, combinando los factores estructurales con las características del terreno de una manera óptima. Es por eso que ambos deben tener una concepción razonablemente aproximada de las propiedades físicas y mecánicas del suelo que habrán de ser consideradas en sus análisis.

7. No existe ningún criterio para distinguir con precisión los límites de uso entre las diversas cimentaciones, por lo que la experiencia práctica es considerada como la norma para su distinción.
8. En las ocasiones en las que una losa de cimentación exija una forma geométrica complicada, el análisis debe ser muy riguroso y han de multiplicarse las hipótesis pesimistas sobre el subsuelo.

Pero siempre será preferible colocar juntas constructivas que independicen las losas con el fin de aproximarlas a su forma ideal cuadrada o circular.

9. En cuestión de obras viales, es de suma importancia obtener la compactación adecuada del terreno y mantener el cimiento en condiciones de humedad constante. Aquí habrá que recordar que el principal objeto del drenaje del cimiento es el impedir la entrada de agua y no el de eliminar la humedad del suelo.

10. En cuanto a las cimentaciones para presas, éstas generalmente condicionan el tipo de presa a desplantar sobre ellas.

11. En las cimentaciones profundas los procedimientos constructivos ejercen una influencia de gran importancia y hasta podría decirse que determinante en el comportamiento de las mismas.

12. En cimentaciones profundas, todavía el mejor método de cálculo no es tan confiable como una prueba en el sitio, por lo que es recomendable llevar a cabo pruebas de carga para estar ciertos del diseño.

13. El nivel de aguas freáticas (NAF) juega un papel de enorme importancia cuando por necesidad de proyecto la excavación para desplantar la cimentación se debe profundizar por abajo de él.

Es preciso entonces tomar las medidas necesarias durante la ejecución de la cimentación ya que de lo contrario la disposición de espacios, la maquinaria o equipo

y el mismo procedimiento constructivo se verán afectados, lo que encarecerá extraordinariamente el proyecto.

14. El ingeniero constructor deberá llevar a cabo un estudio cuidadoso a fin de determinar la maquinaria y equipo que le conduzca a la optimización tanto técnica como económicamente de las operaciones constructivas.
15. El ingeniero constructor deberá conocer bien y analizar las condiciones climatológicas y geográficas del sitio de trabajo, evitando con esto el entorpecimiento del proceso constructivo que el medio ambiente pudiese generar.
16. El ingeniero constructor debe desarrollar e implementar las medidas de seguridad necesarias antes, durante y después del proceso constructivo; apegado totalmente a la normatividad que para ello existe.
17. Es recomendable que se considere la contratación de un seguro que permita ampararse de eventualidades que pongan en peligro el curso normal de la construcción e inclusive que provoquen la ruina económica.
18. Es claro que desde el punto de vista de la mecánica de suelos, las estructuras y la construcción, un problema de cimentaciones podrá resolverse de varias formas, todas ellas igualmente satisfactorias, escogiéndose entonces la solución más económica.
19. Es manifiesta la gran influencia y por ende la importancia que las condiciones del suelo tienen al construir una cimentación ya que cualquier fenómeno negativo implicará que el procedimiento constructivo sea mucho más elaborado en los casos que se presente, pues las soluciones se limitan en número, se incrementa el costo y los procedimientos constructivos se complican.
20. Por todo lo comentado, es preciso que la ingeniería dedique recursos y esfuerzos tendientes al avance del conocimiento de las propiedades índice y mecánicas del suelo así como a la búsqueda de las cimentaciones y procedimientos constructivos de las mismas más aconsejables, amén de garantizar el buen funcionamiento de las

obras que se realizan, tanto durante su construcción como en su etapa de funcionamiento.

En otras palabras, si los suelos presentan problemas diversos y multifacéticos. Así también deberán ser las soluciones.

AMERICAN BIOLOGICALS

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 1.- **Cimientos.**
Lauder, V.C.
Ed. Blume., 1a. ed.
Barcelona 1975.
- 2.- **Ingeniería de Cimentaciones.**
Peck, Hanson y Thornburn.
Ed. Limusa 1991.
- 3.- **La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Vol. II.**
Rico Rodríguez y E. del Castillo.
Ed. Limusa., 1a. ed.
México 1974.
- 4.- **Mecánica de Suelos, Tomo I.**
Juárez Badillo y Rico Rodríguez.
Ed. Limusa, 3a. ed.
México D. F 1975.
- 5.- **Mecánica de Suelos, Tomo II.**
Juárez Badillo y Rico Rodríguez.
Ed. Limusa.
México, D.F., 1976.
- 6.- **Diseño y Construcción de Cimientos.**
Tomlinson, M.J.
Ed. Urmo s.a., 1979.
- 7.- **Geotecnia y Cimientos III.**
Cimentaciones, Excavaciones y Aplicaciones de la Geotecnia.
Jiménez Salas, José A.
Ed. Rueda., 1980.
- 8.- **Cimentaciones Profundas.**
Chellis, Robert D.
Ed. Diana., México 1979.
- 9.- **Ingeniería de Cimentaciones.**
G.A. Leonardo.
Ed. Mc. Graw Hill.
- 10.- **Cimentaciones Superficiales.**
Mana. Ed. Blume. 1978.

- 11.- **Curso de Edificación.**
Díaz Infante de la Mora, Luis Armando.
Ed. Trillas., 2a. ed.
México 1995.
- 12.- **Edificación II.**
García del Valle, Gabriel.
Ed. Diana., 3a. ed.
México 1993.
- 13.- **Diseño Geotécnico de Cimentaciones.**
Holguín E., Gutiérrez Carlos E., Cuevas A.y Segovia J. A.
Ed. TGC. Geotecnia.
México 1992.
- 14.- **Cimentaciones.**
Little, A. L.
Ed. Continental., 1a. ed.
México D. F. 1965.
- 15.- **Manual de Diseño y Construcción de pilas y pilotes.**
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
México 1983.
- 16.- **Agrietamiento de Suelos.**
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
Simposio., Agosto 1991.
- 17.- **El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones
en el área urbana del Valle de México.**
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
Simposio., 10 de Marzo de 1978.
México 1984.
- 18.- **Cimentaciones en Zonas Minadas en la Ciudad de México.**
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
Simposio, Marzo de 1976.
México D. F.
- 19.- **Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.**
Gaceta Oficial del DDF.
Quinta época, No. 9.
México 1987.
- 20.- **Departamento del Distrito Federal, Normas Técnicas
Complementarias para el Diseño y Construcción de cimentaciones.**
Gaceta oficial del D.D.F., Quinta. época No 40.

-
- 21.- **Notas de Diseño y Construcción de Cimentaciones en el D.F.**
C.F.E., SMMS., 1986.
- 22.- **Geología Aplicada a la Construcción.**
División de Educación Continua, FI . UNAM.
México D. F. 1986.
- 23.- **Geología.**
Bolívar del Valle, José María.
Ed. División de Estudios de Posgrado., F.I, UNAM., 3a. ed.
- 24.- **Comportamiento de Cimentaciones Sobrecompensadas
en el Suelo con Hundimiento Regional.**
Díaz Cobo, J. L.
UNAM, Tesis de Maestría en Ingeniería.
- 25.- **Introducción al Proceso Constructivo.**
Mendoza Sánchez, Ernesto R.
Fundación para la Enseñanza de la Construcción, A.C.
México 1989.
- 26.- **Maquinaria para la Construcción.**
Aburto Valdés, Rafael.
Fundación para la Enseñanza de la Construcción, A.C.
México 1990.
- 27.- **Movimiento de Tierras.**
Aburto Valdés, Rafael y Chávami Maldonado C.M.
Fundación para la Enseñanza de la Construcción, A.C.
México 1990
- 28.- **Excavaciones y Cimentaciones en Edificación.**
Cruz Sosa, Jerónimo E.
Tesis de Licenciatura.
México, D F 1985.
- 29.- **Medidas de Seguridad en la Construcción.**
Tinajero Peralta, Carlos F.
Tesis de Licenciatura.
México, D F 1994.
- 30.- **Aplicación de los Seguros Técnicos en la Ingeniería Civil.**
García González, Luis
Tesis de Licenciatura.
México D F 1994.

31.- Canadian Foundation Engineering Manual.

Part 3: Deep foundations.
Canadian Geotechnical Society.
Montreal, 1978.

32.- Revista de Ingeniería.

Vol. XLIX, Núm.4.
UNAM., México 1979.