

Nº 25
REV.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

COMPORTAMIENTO DE LAS CIMENTACIONES
COMPENSADAS EN LA CIUDAD DE MEXICO

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

MIGUEL A. CONTRERAS GUTIERREZ

DIRECTOR DE TESIS: ING. AGUSTIN DEMENEGHI

MEXICO, D. F.

1992



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

I.-	INTRODUCCION	1
II.-	ANTECEDENTES GEOLOGICOS	3
II.1.1.-	MARCO GEOLOGICO GENERAL	3
II.1.2.-	MARCO PALEOCLIMATICO	9
II.1.3.-	MARCO VULCANOLOGICO	13
II.2.-	ESTATIGRAFIA GENERAL	16
II.2.1.-	DEPOSITOS DEL LAGO	16
II.2.2.-	DEPOSITOS DE TRANSICION	25
II.2.3.-	DEPOSITOS DE LOMAS	29
III.-	PRINCIPIOS DE UNA CIMENTACION COMPENSADA	33
III.1.-	CONCEPTOS FUNDAMENTALES	33
III.2.-	VERIFICACION DE LA SEGURIDAD DE UNA CIMENTACION COMPENSADA	36
III.2.1.-	ESTADOS LIMITE DE FALLA	36
III.2.2.-	ESTADOS LIMITE DE SERVICIO	44
III.2.3.-	LAS PERSIONES SOBRE MUROS EXTERIORES DE LA SUB-ESTRUCTURA	55
IV.-	COMPORTAMIENTO DE LAS CIMENTACIONES COMPENSADAS	56
IV.1.1.-	CONTROL DE LOS NIVELES PIEZOMETRICOS	58
IV.1.2.-	ESTABILIDAD DE LA EXCAVACION	60
IV.1.3.-	EXPANSIONES A CORTO PLAZO	62
IV.1.4.-	ESTANQUIDAD DEL CAJON	63

IV.1.5.- SELECCION DE LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE	65
IV.1.6.- DISEÑO DE LA ESTRUCTURA	67
IV.2.- CAUSAS DIVERSAS DE MAL COMPORTAMIENTO	69
V.- CONCLUSIONES Y COMENTARIOS	75

CAPITULO I

I N T R O D U C C I O N

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

La cimentación es una parte muy importante en todo proyecto de Ingeniería, por lo que su buen diseño y construcción dependerá la estabilidad de la estructura de que se esté hablando.

En este trabajo nos enfocaremos al estudio de los principios fundamentales en que se basa el diseño de una cimentación compensada, así como a su proceso constructivo que como veremos está en función de las condiciones naturales del suelo.

La elaboración de un buen procedimiento de construcción de una cimentación del tipo compensada, debe de considerarse un factor principal e importante y decisivo en la elección final del tipo de cimentación seleccionada.

Por lo que la elección de este tipo de cimentación --- (parcialmente compensada, totalmente compensada o sobrecompensada) dependerá en mucho de los siguientes parámetros.

- * Un conocimiento del proyecto, en cuanto a su magnitud, distribución y transmisión de las cargas de la estructura sobre el subsuelo.

- * El conocimiento apropiado de las principales características mecánicas del terreno, así como los posibles problemas que se puedan presentar durante la excavación.

Con este pequeño estudio se trata de dar un panorama --- muy general del proceso constructivo que debe seguirse para --- cimentar una edificación, particularmente un cajón de cimenta--- ción, más no pretende profundizar en problemas sobre el diseño --- ya que para esto existe gran cantidad de literatura y libros de calidad reconocida.

CAPITULO II

ANTECEDENTES GEOLOGICOS

Dentro del campo del estudio del subsuelo es importante mencionar a la Geología, que es la ciencia que se encarga --- entre otras ramas del estudio del origen de los suelos, así como de la transformación química y desintegración mecánica de las -- rocas, lo que da lugar a la formación de los suelos.

Por lo tanto para poder comprender la naturaleza geológica de los depósitos en los cuales se cimenta la Ciudad de -- México deben tomarse en consideración los siguientes marcos de -- referencia:

- 1) Marco Geológico General
- 2) Marco paleoclimático
- 3) Marco Vulcanológico

II.1 MARCO GEOLOGICO GENERAL

La Cuenca de México asemeja una enorme presa azolvada. Es en esta en donde se depositaron los productos de la erosión -- derivados de: La cortina, ubicada en el sur, está representada -- por los basaltos de la Sierra de Chichinautziny, por lo que ---- respecta a los rellenos del vaso, éstos están constituidos por --

arcillas lacustres en su parte superior y por clásticos derivados de la acción de ríos, arroyos, glaciales y volcanes en su parte inferior. (Fig. 1)

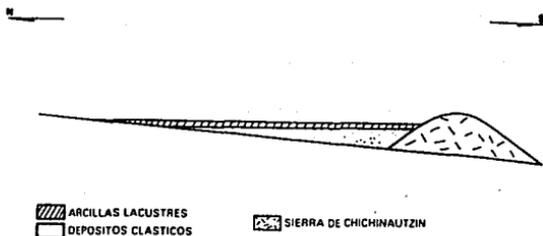


Fig. 1 Esquema geológico general del Valle de México

Dentro del conjunto de rellenos que contiene el vaso, también se pueden encontrar capas de ceniza y estratos pumíticos producto de erupciones volcánicas menores y mayores durante el último medio millón de años, es decir, en el pleistoceno superior, que es en el período en el cual dió inicio al cierre de la cuenca. Así como también se reconocen en dicho relleno numerosos suelos producto de la meteorización de los depósitos volcánicos, fluviales, aluviales y glaciales, los cuales mencionaremos a continuación.

DEPOSITO VOLCANICO

La granulometría de estos depósitos varía entre fragmentos de roca, grava y escoria de 32 mm., cenizas basálticas y pumíticas de 0.25 a 4 mm., polvos y vidrios volcánicos menores de 0.25 mm.

TABLA I PRODUCTOS PIROCLASTICOS

Grandes fragmentos de roca	de rocas ígneas extrusivas
Grava	lapillo 4-32 mm. escoria pómez
Arena	cenizas 4-0.25 mm. de estructura esponjosa de estructura vítrea blanca o gris producto de lavas ácidas (ácíticas)
Limo	cenizas finas y polvo obscuro de origen basáltico

DEPOSITOS FLUVIALES

Son los materiales depositados en los cauces de los ríos variando desde fragmentos de roca hasta grava en pendientes fuertes, hasta arena fina y limo en pendientes suaves. Su estatigrafía es generalmente errática, ya que puede variar mucho en distancias cortas, por lo que es difícil correlacionar la estratificación de estos depósitos.

DEPOSITOS ALUVIALES

Este tipo de depósito se debe a que cuando los ríos desembocan en los valles se produce una reducción de velocidad y consecuentemente la sedimentación del material más fino que el de los depósitos fluviales, formándose los deltas, abanicos aluviales y playas; finalmente el tipo de suelo deltaico dependerá en mucho de la presencia de sales en el agua; en agua dulce predominará la arena y limo, mientras que en agua salada será la arcilla.

DEPOSITOS GLACIALES

Uno de los agentes de transporte más importante es el hielo ya que forma depósitos de características hidráulicas y mecánicas muy especiales; este tipo de regiones se caracterizan por tener un suelo del tipo lomerios suaves (morrenas) que remarcan la última región alcanzada por el hielo.

Y es en estos suelos, transformados en paleosuelos - donde se puede identificar el sello o tipo de clima en el que fueron formados, siendo a veces amarillos producto de ambientes fríos y otras veces cafés y hasta rojizos, producto de climas moderados a subtropicales. Sobre este complejo relleno se ha desarrollado y crecido la Ciudad de México. Desde hace unos 600 años con la fundación de Tenochtitlán, los pobladores del lugar tuvieron que enfrentarse a las difíciles características del relleno central; hacia la mitad de este siglo, las edificaciones y demás obras se fueron desplantando sobre los rellenos correspondientes al borde de la planicie, compuestos de sedimentos transnacionales (Fig. 2 y 3) y por lo que va en la segunda mitad del siglo, la Ciudad se ha extendido hasta rebasar los límites de la planicie y subiendo a los extensos flancos occidentales de la Cuenca, espacio cubierto por los abanicos volcánicos de la Sierra de las Cruces, conocida como la zona - Lomas.



Fig 2 Esquema geológico general de la transición Lomas - planicie de un "delta" aluvial

Los depósitos clásticos de esta zona difieren mucho de los depósitos arcillosos superficiales del centro de la cuenca.



Fig 3 Esquema geológico general de la transición Lomas - planicie fuera de un "delta" aluvial

II.1.2. MARCO PALEOCLIMATICO

En las latitudes de la Maseta Central Mexicana el --- clima cálido y a veces desértico del plioceno cambió a climas --- variables y extremos del pleistoceno. La causa de estas muta--- ción se desconocen, pero con investigaciones realizadas se ha --- llegado a conocer el principio de estas mutaciones.

El cambio comenzó con ligeras oscilaciones de perio--- dos calurosos a fríos, los cuales fueron acentuándose hasta --- hace un millón de años. (Fig. 4)

Y es en este periodo donde se da inicio a la primera glaciación llamada Nebraska cuya duración aproximada fue de --- 100 000 años.

Continuó un periodo de clima caluroso, el cual termi--- nó cuando surgió un segundo periodo de glaciación prolongada --- llamada Kansas. Esto trajo como consecuencia un lapso extenso --- de clima caliente de aproximadamente 200 mil años. A este inter--- valo de periodo se le conoce en Norteamérica como el Yarmouth o el Gran Interglacial, mismo que imperó en 500 mil años.

Siguió un tercer periodo glacial Illinois. Este periodo terminó al desarrollarse un clima relativamente cálido, a lo largo de 100 mil años, a este tercer periodo se le conoce como el tercer Interglacial o Sangamon. De nuevo se fue enfriando el clima imponiéndose la cuarta glaciación Wisconsin caracterizada por tres oscilaciones y dos estadales de clima moderado; terminó hace unos 10 mil años aproximadamente.

Es entonces que principió el periodo conocido como --- Oloceno o Reciente periodo climático moderado, tendiendo a ---- caliente, o sea el actual.

AÑOS ANTES DE HOY	PERIODO
10,000	HOLOCENO - RECIENTE
80,000 - 10,000	CUARTA GLACIACION: WISCONSIN 3 AVANCES
100,000 - 80,000	TERCER INTERGLACIAL SANGAMON
300,000 - 100,000	TERCERA GLACIACION: ILLINOIS 2 AVANCES
400,000 - 300,000	SEGUNDO INTERGLACIAL YARMOUTH
	SEGUNDA GLACIACION: KANSAS
	PRIMER INTERGLACIAL
APROX. 900,000	PRIMER GLACIACION: NEBRASKA.

Fig. 4 PERIODOS GLACIALES E INTERGLACIALES.

Por lo tanto, debido a estos procesos climatológicos se concluye que la cuenca del Valle de México desde su cierre en el sur por los basaltos de la Sierra de Chichinautzin ha --- tenido que pasar por dos tipos de glaciaciones: El Illinois y el Wisconsin, y por dos interglaciales: El Yarmouth y el ----- Sangamon, tal como se muestra en la Fig. 4.

Investigaciones recientes de Mooser han permitido comprobar en la zona de lomas depósitos formados por glaciares --- pertenecientes al Illinois. Debido de las arenas azules de ---- Santa Fé, especialmente en la mina Totolapa, se descubrieron -- restos de depósitos morrénicos, además de superficies púldas - en roca atribuibles a la acción glacial, en pequeños domos formados en el Pleistoceno Medio.

Las barrancas de la Magdalena, Santa Rosa y de la Cañada caracterizadas por su sección en "U", se han podido indentificar como consecuencia de la erosión glacial. Estos tres tipos de barrancas son producto del avance del Illinois tardío, - ya que sus depósitos morrénicos y los pulimentos y estrías en - sus paredes son cubiertos localmente por un tipo de suelos rojizos arcillosos, atribuidos al tercer Interglacial, ó sea el --- Sangamon.

Cabe mencionar que todas las manifestaciones sobresalen a consecuencia de un suelo rojo tipo interglacial o sea el Yarmouth. Este tipo de horizonte, indicador paleoclimático define los fenómenos de origen glacial como pertenecientes a la tercera glaciación.

Los suelos eólicos, llamados brisas del valle y montaña que se desarrollan en la cuenca deben haberse acentuado - extraordinariamente en el transcurso de los climas glaciales, transformándose en Vendavales. Es cierto que los fuertes vientos transportaban importantes volúmenes de partículas muy ---- finas de polvo volcánico alterando al Valle. Al caer este polvo llamado loess en el lago, se produjo una Hidratación inmediata creando las conocidas arcillas lacustres, y es así que con este tipo de formación se interpreta hoy que las arcillas son producto principal de la combinación físico-químico del -- loess glacial.

II.1.3 . MARCO VOLCANOLOGICO

El material contenido en los depósitos de la cuenca del Valle de México procede de una forma directa e indirecta - de erupciones y derrames.

Se considera de origen volcánico directo a las lavas, brechas, tezontles y cenizas del peñón del Marqués, así como -- también las de la Sierra de Santa Catarina y las recientes del Pedregal de San Angel originados en el Xitle. Los derrames de - estos volcanes no se pueden comparar con los que pueden generar un volcán grande como lo es el Cerro de San Miguel que se ---- encuentra localizado al Sur-Oeste de la Ciudad de México. Este tipo de volcán, debido a su gran magnitud y tamaño posee múlti- ples calderas, las cuales estuvieron activas desde finales del periodo Plioceno, habiendo producido erupciones pumíticas de -- gran volumen y energía, invadiendo varios kilómetros cuadrados de lavas, así como también avalanchas ardientes y extensos ---- lahares calientes y fríos.

Entre las erupciones más importantes ocurridas en el periodo Pleistoceno superior son las conocidas arenas azules. - Al precipitarse los piroclásticos sobre las superficies glacia- les en las cumbres del volcán, el vapor producido generó laha-- res calientes que bajaban con velocidades extraordinarias, ---- alcanzando distancias de hasta 20 km. del cráter, para terminar finalmente en las barrancas de Tarango, Tacubaya y San Angel, - mientras que por el otro lado los lahares fríos (corrientes de lodo) arrastraban grandes bloques de roca en forma areno-lodosa.

De origen indirecto son principalmente los materiales debidos a acumulaciones de polvo eólico, en donde el viento levanta las cenizas volcánicas y los transporta a grandes distancias, cabe mencionar que cuando el viento deposita el material en laderas durante periodos de clima frío, este tipo de suelo se transforma en suelos inmaduros, los cuales con el transcurso del tiempo se convierten en tobas amarillas, que forman principalmente la zona de lomas. Sin embargo, si el viento depósita estas cenizas en un lago, como sucedió con el vaso de Texcoco que sus partículas se hidratan formándose un suelo tipo arcilloso. Por otro lado, si estos depósitos se asientan durante un interglacial, esto es, cuando impera un clima relativamente caliente, se producen suelos con coloides debido a una actividad fitológica más intensa; este tipo de suelos con el tiempo se transforman en tobas rojizas arcillosas; estos suelos rojos ricos en coloides, son suelos característicos del periodo conocido como Sangamon.

II.2. ESTATIGRAFIA GENERAL

II.2.1 DEPOSITOS DEL LAGO

A los depósitos de la planicie del Valle de México se les conoce con el nombre de depósitos del lago, siendo válido y cierto para ciertos tiempos Geológicos y con condiciones climatológicas propicias para la formación de un lago. Esto es que - cuando se tratará de una cuenca cerrada podría formarse un lago, cuando las lluvias superaban a la evapo-transpiración. Debido a lo anterior el factor que dominaba dicho equilibrio era la temperatura ambiental: Cuando el clima se enfriaba, se formaba un lago y cuando el clima se calentaba el lago disminuía y hasta - desaparecía.

a) PROCESO DE FORMACION DE LOS SUELOS

Los suelos arcillosos blandos son suelos debidos al - proceso de depósito y alteración físico-química de los materiales aluviales y de cenizas volcánicas en el ambiente lacustre, en donde existían abundantes colonias de microorganismos y vegetación acuática; este proceso sufrió grandes interrupciones --- durante los periodos de sequía en donde los niveles de agua del lago bajaban y se formaban costras endurecidas por deshidrata--

ción o por secado solar. Otras importantes interrupciones fueron las debidas a la actividad volcánica que cubrieron casi toda la cuenca con mantos de arena basáltica o pumíticas.

A consecuencia de este proceso se formo una secuencia ordenada de estratos de arcilla blanda separados por lentes duros, de limos y arcillas arenosas, por las costras secas y por arenas basálticas o pumíticas producto de las erupciones volcánicas. Los espesores de las costras duras debidas a la deshidratación solar sufrieron cambios graduales debido a las condiciones topográficas del fondo del lago; alcanzando su mayor espesor hacia las orillas del vaso y pierden su importancia en el centro del mismo e inclusive tienden a desaparecer.

PROPIEDADES MECANICAS

a) CONSOLIDACION NATURAL.- El proceso de formación de los suelos resultó que estos se consolidaran bajo su propio peso, excepto en las costras duras, ya que estas se preconsolidaron por deshidratación o secado solar y que en su parte inferior formaron una zona ligeramente preconsolidada, considerando que la masa de suelo predominante era muy blanda y consolidada, por lo tanto su variación de su resistencia al corte con la profundidad debió ser lineal y muy similar en cualquier punto del lago.

b) CONSOLIDACION INDUCIDA.- El desarrollo urbano dentro de la zona lacustre de la cuenca del Valle de México ha ---
tenido como consecuencia un proceso de consolidación muy compleja, en el cual se distinguen los siguientes factores de influencia:

1) La formación de rellenos necesarios para la cons--
trucción de viviendas y pirámides, así como para el desarrollo
de zonas agrícolas.

La apertura de zanjas y túneles para el desalojo de -
las aguas pluviales y aguas negras, lo que provoco el abatimiento
del nivel freático y consecuentemente el incremento del espesor
de la costra superficial y la consolidación de la parte superior
de la masa de arcilla.

La desorbitada extracción de agua del subsuelo ha provocado
la consolidación de las arcillas, desde los estratos más
profundos hasta llegar a los superficiales.

La construcción de nuevas estructuras debido al acelerado
crecimiento urbano.

c) RESISTENCIA AL CORTE.- Las etapas del proceso de consolidación trae como consecuencia la evolución de la resistencia al corte de los suelos, descrita esquemáticamente en la Fig. 5.

CARACTERISTICAS ESTATIGRAFICAS

a) COSTRA SUPERFICIAL (CS).- Este tipo de estrato está formado por 3 substratos, los cuales constituyen una secuencia de materiales naturales cubiertos con un relleno artificial Heterogéneo, como lo son:

Relleno artificial (R.A.).- Está formado por restos de construcción y relleno arqueológico y cuyo espesor es del orden de 1 a 7 m.

El suelo blando (S.B.).- Este estrato está formado por una serie de depósitos aluviales blandos, con lentes de material eólico intercalados.

Costra seca (C.S.).- Se formó debido al abatimiento del nivel del lago, quedando expuestas algunas zonas a los rayos solares.

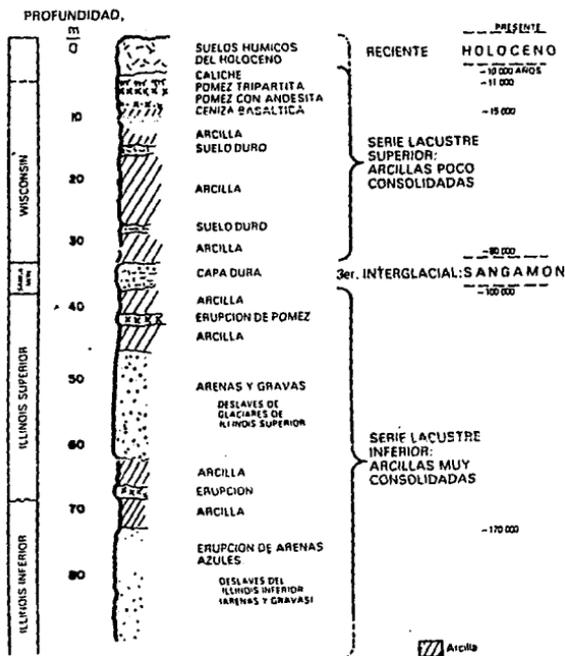


Fig. 5 Estratigrafía de la planicie lacustre, Cuicuilco de México.

b) Serie arcillosa lacustre superior. El perfil ---
estatigráfico de los suelos del lago es muy uniforme y se pue--
den localizar, entre lo que es la superficie y la capa dura, --
cuatro estratos principales, de acuerdo a su origen geológico,
los efectos de la consolidación por sobrecargas superficiales y
el bombeo profundo; estos estratos a su vez tienen intercalados
los llamados lentes duros que se consideran como estratos secun--
darios; a estos estratos se le conoce como serie arcillosa la--
custre superior, que tiene un espesor que varía entre los 25 y
50 m. aproximadamente.

ESTATIGRAFIA ENTRE
LA SUPERFICIE Y LA
CAPA DURA

ESTRATOS
PRINCIPALES

Costra superficial
Arcillas preconsolida-
das superf.
Arcillas normalmente -
consolidadas
Arcillas preconsolida-
das profundas.

ESTRATOS
SECUNDARIOS

Capas de secado solar
Lentes de arena volcá-
nica
Lentes de vidrio volcá
nico.

A continuación se ilustran dos ejemplos de la identi-
ficación de estratos formados en 2 sitios con diferente nivel -
de preconsolidación. (Fig. 6)

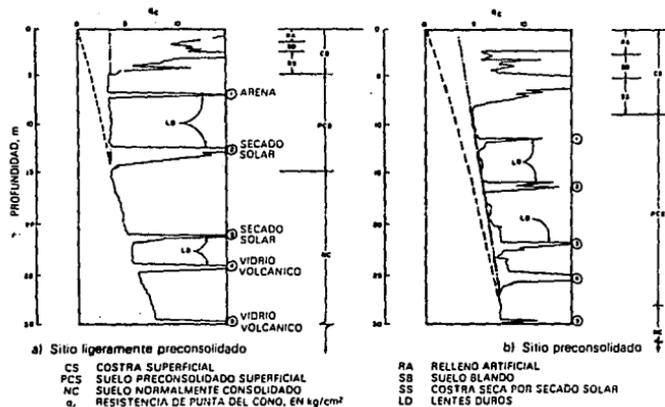


Fig. 6 Perfiles tipo de los suelos de la zona del lago, en función de la resistencia al corte determinada con cono

También se describen brevemente a continuación las características de los estratos que integran esta serie arcillosa:

Arcilla preconsolidada superficial (PCS). En este estrato superficial las sobrecargas y rellenos, provocaron la consolidación que afectó a los suelos normalmente consolidados localizados por debajo de la costra superficial (C.S.), en arcillas preconsolidadas.

Arcilla normalmente consolidada (N.C.). Este estrato se localiza por debajo de la profundidad hasta donde afectan las sobrecargas superficiales y por arriba de los suelos consolidados por el bombeo profundo.

Arcilla preconsolidada profunda (P.C.P.). Este tipo de estrato es debido al bombeo excesivo de agua, el cual ha generado un fenómeno de consolidación más significativo en las -- arcillas profundas.

Lentes duros (L.D.). Este tipo de estrato está formado por costras debido al secado solar, arena o vidrios ----- (pómez) volcánicos y es un estrato que se utiliza como marcador de la estatigrafía del suelo.

c) Capa dura.- Es un depósito heterogéneo en el que en ocasiones el material predominante es el limo arenoso con -- lentes de arcilla y en ocasiones con gravas, tiene cementación variable al igual que su espesor, siendo imperceptible en la -- zona central del lago, hasta alcanzar unos 5 m. en lo que fue-- ron las orillas del lago.

Su resistencia es variable debido a que en algunas zonas en esta capa se formaron lentes intercalados de arcilla - que corresponden a un tiempo húmedo, así como también su espesor, los cuales aumentan gradualmente del oriente al poniente.

d) Serie arcillosa lacustre inferior.- Es una capa de suelo formada por una secuencia de estratos de arcilla separados por lentes duros con un acomodo igual al de la serie arcillosa superior; el espesor de este estrato es de 15 m. en lo -- que se refiere a la parte central del lago y casi desaparece en las orillas del mismo.

e) Depósitos profundos.- Es un estrato formado por una serie de arenas, y gravas aluviales limosas, cementadas -- con arcillas duras y carbonatos de calcio; por lo que respecta a la parte superior de estos depósitos es más endurecida y va de 1 a 5 m. y abajo de esta capa se encuentran estratos menos --- cementados y hasta arcillas preconsolidadas.

II.2.2 DEPOSITOS DE TRANSICION.- Los depósitos lacustres del -- centro de la cuenca van cambiando a medida que se acercan al -- pie de las lomas, esto es, que entre las arcillas lacustres van intercalándose capas de suelos limosos, cuerpos de arena fluviales y en ocasiones en la desembocadura de arroyos y ríos, importantes depósitos de gravas y boleos. Cabe mencionar que las ---

aportaciones fluviales de las lomas hacia el gran vaso de sedimentación que es lo que conforma la planicie, se depositan en lo que es la parte de quiebre morfológico llamado lomas-planicie. Fig. 6

b) Proceso de formación de los suelos. Los depósitos de transición es la parte que divide los suelos lacustres de las Sierras que rodean al Valle y de los aparatos volcánicos que sobresalen en la zona del lago. Este tipo de material es principalmente de origen aluvial, se clasifican de acuerdo al volumen de clásticos que fueron arrastrados por corrientes de agua, hacia el lago y debido a esto se generan dos tipos de transiciones: las interestratificada y las abruptas, las cuales mencionaremos a continuación.

CONDICION INTERESTRATIFICADA DEL PONIENTE

Este tipo de condición se presenta en los suelos que se originaron al pie de barrancas, en donde se acumularon los acarrees fluviales que descendieron de la zona de lomas a la planicie; estos depósitos tienen semejanza con deltas solamente que se extendieron hasta la arcilla del antiguo Lago de Texcoco, formándose un suelo intercalado el mezclado de arcillas lacustres con arenas y gravas de río.

En el proceso de formación de este tipo de suelos - el ancho de la franja divisoria de los depósitos transicionales varía con el tipo de clima que prevalece en cada época Geológica.

Por lo tanto, generalizando se puede mencionar que la zona de transición interestratificada cambiante y ancha al pie de las lomas; es un área que en sus partes más profundas, - debajo de la llamada capa dura, depósitos caóticos glaciales, - laháricos y fluvioglaciales, caracterizados por enormes bloques de roca depositados en las barrancas de San Angel, Barranca del Muerto, Mixcoac, Tacubaya, Tarango y Río Hondo. Fig. 7



II.2.3 DEPOSITOS DE LOMAS

Dentro de la formación estatigráfica de la zona de lomas se identifican cuatro características geológicas:

a) La acumulación de depósitos debidos a erupciones volcánicas explosivas.

b) Erosión continua de estos depósitos formándose barrancas.

c) El depósito en las barrancas de morrenas.

d) Relleno parcial de las barrancas con materiales clásticos de nuevas erupciones.

La zona de lomas está formada por las serranías que limitan a la cuenca al poniente y al norte. Además de los derrames del Xitle al suroeste, en este tipo de Sierras predominan - principalmente tobas compactas de cementación variable y depósitos de origen glacial y aluvial. Por otra parte en lo que es el Pedregal del Xitle, los basaltos sobreyacen a las tobas y depósitos fluvi - glaciales.

ZONA PONIENTE

Sierra de las Cruces.- Esta Sierra está formada --- principalmente por escudos volcánicos andesíticos-dacíticos de estructura compleja. Estos se formaron a partir del periodo --- Plioceno Superior, llegando su actividad hasta el Pleistoceno - Superior.

Dentro de la Sierra se pueden localizar aparatos -- construidos por cumbres lávicas y extensos abanicos volcánicos caracterizados por la acumulación de materiales piroclásticos, producidos principalmente en periodos de actividad explosiva, - que posteriormente fueron retransportados por agua, aire y hielo.

Y es en esta zona de lomas en donde se pueden visualizar los siguientes elementos litológicos que a continuación - se describen.

Capas de erupciones pumíticas planas, que corresponden a la actividad volcánica de mayor violencia, que se depositaron como lluvia en estratos uniformes hasta lugares muy dis--tantes del cráter.

Flujos piroclásticos (nuess), de grandes volúmenes de grava, bloques y arena fina (arenas azules, arenas rosas, - cuquita).

Lahares calientes, producto de corrientes impulsadas y lubricadas por gases y agua condensada. Están asociados a erupciones de flujos piroclásticos.

Lahares fríos, son principalmente acumulaciones -- caóticas de material piroclástico arrastrado por corrientes -- lubricadas por agua de lluvias torrenciales inmediatas a la -- erupción.

Depósitos fluvioglaciales, son los debidos al ---- arrastre del agua que se derrite y sale del glacial.

Depósitos fluviales estratificados, correlacionados con la formación clástica aluvial del relleno de la Cuenca de México.

Suelos, que son debidos a la alteración de las distintas unidades litológicas de cenizas y acumulaciones de polvo eólico; son de color rojo cuando están asociadas a climas -

húmedos calientes y de color amarillo y subdesarrollados cuando son asociados a climas áridos y fríos.

ZONA NORTE

Esta región corresponde a la Sierra de Guadalupe y está formada por rocas volcánicas dacíticas y andesíticas.

CAPITULO III

PRINCIPIOS DE UNA CIMENTACION COMPENSADA

III.1. CONCEPTOS FUNDAMENTALES

Las cimentaciones, en edificios particularmente, --- transmiten al suelo cargas medias y en ciertas ocasiones excesivas, provocando con ello que las cimentaciones que se apoyen en suelos de media o alta compresibilidad pudieran sufrir fuertes hundimientos, por lo que necesariamente tendrán que solucionarse con el tipo de cimentación compensada.

El principio de éstas se basa en remover un cierto -- pero del suelo excavado, que a su vez será sustituido por la -- carga de la estructura a cimentar.

De esta forma se logrará que el estado de presiones después de haber colocado la estructura sea aproximadamente --- igual al estado de presiones antes de su construcción.

A continuación definiremos un concepto referente a -- este tipo de cimentación, el cual nos ayudará para entender los párrafos siguientes:

I) Incremento neto de presión (I.N.P.) o carga aplicada por una subestructura o por un elemento de ella: Es la presión debida a la estructura menos la presión del suelo al nivel de desplante de la cimentación.

En la práctica es muy difícil que se logre que los pesos del suelo excavado sea igual al peso de la estructura; por lo consiguiente se distinguirán 3 casos particulares.

a) Para el caso en donde el peso de la estructura sea igual al peso del suelo excavado, estamos hablando de una cimentación totalmente compensada.

b) Para el caso en donde el peso del suelo excavado sea mayor que la carga de la estructura, en cuyo caso estaremos hablando de una cimentación sobrecompensada.

c) Y para cuando el peso del suelo excavado sea menor que la carga aplicada por la estructura, por lo tanto estaremos hablando de una cimentación subcompensada o parcialmente compensada.

Conociendo las características de los diferentes tipos de suelo y de rocas que nos impone el entorno, así como también la posición de los niveles freáticos y, finalmente, teniendo en mano el resultado de los ensayos geotécnicos en los que se especifica la capacidad portante del suelo, así como las características de la estructura, se estará en condiciones de elaborar el proyecto de los cimientos de una estructura.

A CONTINUACION DEFINIREMOS QUE SE ENTIENDE POR CIMENTACION:

Es la parte principal de una edificación que soportará la estructura y las acciones permanentes o accidentales que actúan sobre ella, incluyendo no sólo los elementos que transmitirán las cargas al suelo, sino también el terreno influido por ellas.

Tomando en cuenta lo anterior, se puede concluir que todo tipo de construcción o edificación tendrá que ser soportada por medio de una cimentación apropiada.

Las cimentaciones se dividen en tres grandes grupos que son: las cimentaciones superficiales o poco profundas, las cimentaciones compensadas (este grupo de cimentaciones será el que abordaremos en esta exposición), y las cimentaciones profundas.

III.2 VERIFICACION DE LA SEGURIDAD DE LA CIMENTACION COMPENSADA

Para el análisis de las cimentaciones compensadas se deben de tomar en cuenta los siguientes factores:

- a) Estados límite de falla
- b) Estados límite de servicio
- c) Las presiones sobre muros exteriores de la subestructura.

III.2.1 ESTADOS LIMITE DE FALLA

Para el tipo de cimentaciones compensadas desplantadas en suelos sensiblemente homogéneos, se tendrá que verificar el cumplimiento de las siguientes desigualdades para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales.

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$\sum QFc/A < cu Nc FR + Pv \quad (1)$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes:

$$\sum QFc/A < [\bar{P}(Nq-1) + \gamma BN\gamma / 2] FR + Pv \quad (2)$$

Donde:

$\sum QFc$.- Es la suma de las acciones verticales que se tomarán en cuenta en la combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga.

A.- Area del cimiento (m²).

Pv.- Presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, t/m².

\bar{P} v.- Presión vertical efectiva a la misma profundidad (t/m²).

γ .- Peso volumétrico del suelo (t/m²).

Cu.- Cohesión aparente, t/m²., determinada en ensa-
ye triaxial UU.

B.- Ancho del cimiento (m).

Nc.- Coeficiente de capacidad de carga dada por:

$$Nc = 5.14 (1 + 0.25 Df/B + 0.25 B/L)$$

para $Df/B < 2$ y $B/L < 1$

De donde Df es la profundidad de desplante (m); en caso de que Df/B y B/L no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y 1 respectivamente.

Nq.- Coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$Nq = \exp(\pi \tan \phi) \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$$

Donde ϕ es el ángulo de fricción interna del material

El coeficiente Nq se multiplicará por $1 + (B/L) \tan \phi$ para cimientos rectangulares y por $1 + \tan \phi$ para zapatas circulares o cuadradas.

N_y - Coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_y = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

El coeficiente N_y se multiplicará por 1-0.4 (B/L) para cimientos rectangulares y por 0.6 para cimientos circulares o cuadrados.

F_R - Factor de resistencia relativos a la capacidad de carga de cimientos de acuerdo a todos los estados límite de falla alcanza los siguientes valores:

1) 0.35 Para la capacidad de carga en la base de -- las zapatas de cualquier tipo en la zona I, las zapatas de co-lindancia desplantadas a menos de 5 m. de profundidad en las - zonas II y III y de los pilotes, y pilas apoyadas en un --- estrato resistente.

2) 0.70 (1-S/2), en donde (S) es la relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre el pilote para la capacidad de carga por adherencia de los pilotes de fricción ante la combinación de acciones que incluyen las sollicitaciones sísmicas.

3) 0.70 Para los otros casos.

Nota : Los factores de resistencia antes mencionados se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones.

Al emplear las relaciones anteriores se deberá tomar en cuenta lo siguiente :

1) El parámetro ϕ estará dado por :

$$\phi = \text{Ang } \tan (\alpha \tan \phi^*)$$

En donde ϕ^* es el ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de --- resistencia que se considere más representativa del comporta--- miento del suelo en las condiciones de trabajo.

Para el caso de suelos de tipo arenoso con compaci--- dad relativa menor de 70% el coeficiente α será igual a 0.67. - En cualquier otro caso, será igual a 1.

2) La ubicación del nivel freático considerado para la evolución de las propiedades mecánicas del suelo y de su peso volumétrico deberá ser la más desfavorable durante la vida - útil de la estructura. En caso de que el ancho "B" de la cimentación sea mayor que la profundidad "Z" del manto freático bajo

el nivel de desplante de la misma, el peso volumétrico a considerar en la ecuación (2) será :

$$\gamma = \gamma' + (Z/B)(\gamma_m - \gamma')$$

Donde :

γ' .- Peso volumétrico sumergido, t/m³.

γ .- Peso volumétrico total del suelo arriba del ---
nivel freático (t/m³).

3) Para el caso de combinaciones de cargas (en particular las que incluyan solicitaciones sísmicas) que den lugar a resultantes excéntricas actuando a una distancia "e" del eje longitudinal del cimiento, por lo tanto el ancho efectivo del cimiento deberá considerarse igual a :

$$B' = B - 2e$$

Con un criterio igual se aplicará en la dirección longitudinal del cimiento para tomar en cuenta la excentricidad respectiva.

4) En el caso de cimentaciones sobre taludes, se verificará la estabilidad de la cimentación y del talud recurriendo a un método de análisis límite, considerando mecanismos de -

Falla compatibles con el perfil de suelos y con el agrietamiento existente. En esta verificación, el momento o las fuerzas -- resistentes serán afectadas por el factor de resistencia especificando anteriormente como apartado 1 de PR.

5) En el caso de cimentaciones desplantadas en el --- subsuelo estratificado o agrietado para el cual no sea aplicable el mecanismo de falla implícito en las ecuaciones (1) y (2), se verificará la estabilidad de la cimentación recurriendo a un método de análisis límite de los diversos mecanismos de falla - compatibles con el perfil estatigráfico.

6) No deberán cimentarse estructuras sobre zapatas -- aisladas en depósitos de limos no plásticos o arenas finas en - estado ya sea suelto o saturado, y que además son susceptibles de presentar una pérdida total ó parcial de su resistencia por licuación o de deformaciones volumétrica importantes bajo sollicitaciones sísmicas.

Así como también deberán tomarse en cuenta las pérdidas de resistencia ocasionadas por vibraciones de maquinaria en vecindad de las cimentaciones desplantadas en suelos no cohesivos de compacidad baja a media. Para condiciones severas de --- vibración, el factor de resistencia que se deberá tomar en ---- cuenta en las ecuaciones (1) y (2) deberá ser igual a la mitad,

del admisible para condiciones estáticas.

7) Por otro lado en el caso en que se verifique la -- existencia de Galerías, cavernas, grietas u otras oquedades, -- éstas deberán considerarse en el cálculo de capacidad de carga, antes mencionado; o en su caso, se deberán mejorar las condicioo nes de estabilidad del terreno debiéndose adoptar las siguien-- tes medidas:

-Llevar a cabo un relleno de materiales bien compactados, así como también inyecciones, etc.

-Demolición o refuerzo de bóvedas.

-Desplantar bajo el piso de las cavidades.

Además de lo anterior se deberá comprobar que no --- puede ocurrir flotación de la cimentación durante la construcción y terminación de ésta. Para esto se adoptará una posición conservadora del nivel freático.

Cabe mencionar que se presentará especial atención a la revisión de la posibilidad de la falla local ó generalizada del suelo bajo la combinación de carga que incluye el efecto de sismo.

III.2.2 ESTADOS LIMITE DE SERVICIO

Para esta segunda revisión se calcularan;

a) Los movimientos instantáneos debidos a la carga total que ejerce la cimentación sobre el suelo.

b) Las deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo cargas sísmicas.

c) Los movimientos diferidos debidos al incremento neto de carga en el contacto cimentación - suelo.

Los asentamientos instantáneos bajo condiciones estáticas se calcularán utilizando los resultados de la teoría de la elasticidad, previa estimación de los parámetros elásticos del terreno, ya sea a partir de la experiencia local o de prue-

bas directas o indirectas. Cuando el subsuelo esté formado por estratos horizontales cuyas características elásticas sean diferentes, de lo anterior se podrá despreciar la influencia de las rigideces de los distintos estratos, en la distribución de esfuerzos. El desplazamiento horizontal y el giro transitorio de la cimentación bajo las fuerzas cortantes y el momento de volteo sísmicos se calcularán cuando proceda como se indica en el (Art. 203 de Diseño por Sismo): que a continuación mencionamos:

Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno. Las deformaciones y fuerzas internas que resulten se combinarán entre sí como lo especifican las Normas Técnicas Complementarias y se combinarán con los efectos de fuerzas gravitacionales y de las otras acciones que corresponden según los criterios que establece el Capítulo III, criterio de Diseño Estructural del R.C.D.F.

Según sean las características de la estructura de que se trate esta podrá analizarse por sismos mediante el método simplificado, el método estático o uno de los dinámicos que se describen en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismos.

Como una aproximación a los efectos de interacción - suelo-estructura será válido incrementar el periodo fundamental de vibración y la de los desplazamientos calculados en la estructura bajo la hipótesis de que esta se apoya rígidamente en su base; tomando en cuenta la siguiente expresión :

$$T_1 = (T_o^2 + T_x^2 + T_r^2)^{1/2}$$

Por lo que : T_1 se le llama al periodo fundamental - de vibración de la estructura en la dirección que se analice - corregido por la interacción con el suelo.

T_o .- Es el periodo fundamental que tendría la estructura si se apoyara sobre una base rígida.

T_x .- Es el periodo natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse en la dirección que se analice.

T_r .- Es el periodo natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera girar - con respecto al eje horizontal que pasara por el centroide de la superficie de desplante de la estructura y fuera perpendicular a la dirección que se analiza. Podrán en este caso -----

despreciarse los efectos de la interacción en los periodos superiores de vibración de la estructura.

Para el cálculo de T_x de la expresión anterior se -- supondrá que el desplazamiento de la base está restringido por un elemento elástico cuya rigidez vale K_x ; en t/m.

$$T_x = 2\pi(W_0/gk_x)^{1/2}$$

Donde T_x está expresada en segundos y W_0 es el peso neto de la construcción al nivel de su desplante. Incluye el -- peso de la cimentación y descontando el del suelo que es desplazado por la estructura en toneladas, g , es la aceleración de la -- gravedad, en m/seg.². El valor de W_0 deberá tomarse en cuenta a partir de $0.7 W_0$. Para el cálculo de T_r se supondrá que la rotación de la base estará restringida por un elemento elástico de rigidez K_r , en ton m/radian:

$$T_r = 2\pi(J/gk_r)^{1/2}$$

Donde T_r esta expresada en segundos y J es el momento neto de inercia del peso de la estructura, en ton. m^2 ., con respecto al eje de rotación, descontando el momento de inercia de la masa del suelo desplazada por la estructura. Esta diferencia no se tomará menor de 0.7 veces el momento de inercia calculado con el peso de la construcción.

Tratándose de estructuras que se apoyan sobre zapatas corridas con dimensión mayor en la dirección que se analiza o sobre losa o cascarón que abarque toda el área de cimentación y que tengan suficiente rigidez y resistencia, para suponer que su base se desplaza como cuerpo rígido, los valores de K_x y K_r se obtendrán de la tabla 2.3.1 en donde G es el módulo de rigidez medio, en ton/ m^2 ., del estrato en que se apoya la construcción, y los radios equivalentes R_x y R_r , en metros, se calcularán con las expresiones :

$$R_x = (A/\pi) \frac{1}{2}$$

$$R_r = (4I/\pi) \frac{1}{2}$$

En las que A , (m^2) es igual al área de la superficie neta de cimentación.

I_i (m^4) Es el momento de inercia de dicha superficie neta con respecto a su eje centroidal perpendicular a la dirección que se analiza.

Por otro lado cuando se trate de construcciones suficientemente rígidas y resistentes, cimentadas sobre zapatas corridas con dimensión corta en la dirección que se realiza, y de estructuras sobre zapatas aisladas, los coeficientes K_x y K_r de la cimentación se calcularán mediante las siguientes expresiones :

$$K_x = \sum K_{xi}$$

$$K_r = \sum x_i^2 k_{vi}$$

En donde (i) representa valores correspondientes a la zapata i-ésima; x_i es la distancia, en la dirección del análisis el centroide de la zapata y el eje centroidal de la planta de cimentación.

K_{xi} y K_{vi} ; Son valores que se determinan de la tabla - 2.3.1, empleando el valor de R_x que corresponda a la cimentación que se esté analizando.

En el caso de cimentaciones sobre pilotes de punta, su influencia en el valor de K_r se considera con el segundo término de la expresión correspondiente de la tabla 2.3.1, empleando para el cálculo de K_r la siguiente expresión :

$$K_p = \sum_{i=1}^n K_{pi} d_i^2$$
$$i = 1$$

En la que (n) es igual al número de pilotes, K_{pi} y d_i son respectivamente la rigidez vertical y distancia del pilote i-ésimo al eje centroidal de rotación.

En la verificación de que la estructura no alcanza los estados límite por desplazamientos laterales y por rotura de vidrios no será necesario tomar en cuenta el desplazamiento y rotación de la base. Para el cálculo de efectos de segundo orden deberá tomarse en cuenta dicha rotación, dada por la siguiente expresión : M_o/K_r , en radianes, en donde M_o es el momento de volteo que se origina en la base de la estructura, en Ton-m; y en la revisión del estado límite debido a choques entre estructuras deberán incluirse tanto los desplazamientos causados por la rotación como el desplazamiento de la base, dado por la relación V_o/K_x , en (m) en que V_o es la fuerza cortante basal, en toneladas.

El módulo de rigidez medio, G, se determinará mediante pruebas dinámicas tanto de campo como de laboratorio; a falta de estas determinaciones se deberá tomar :

$$G = 2 (H/Ts)^2$$

En donde G está expresada en ton/m²., Ts es el periodo dominante más largo del terreno, dado en segundos, en el sitio donde se encuentre la estructura, y se obtendría a partir de la Fig. 2.3.1, y H corresponde a la profundidad, en metros, de los depósitos firmes en dicho lugar, y se determinará a partir de estudios de mecánica de suelos, en caso de que estos datos sean insuficientes para determinarla, se tomará el dato de la Fig. 2.3.2

En los lugares donde no se conozca el valor de "G", si éste no se determina experimentalmente, se adoptará el valor que resulte más desfavorable entre los límites de 400 y 900 ton/m².

La magnitud de las deformaciones permanentes que se presenten bajo cargas accidentales cíclicas se podrán estimar a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio representativas del caso.

Los asentamientos diferidos se podrán calcular mediante la siguiente relación :

$$\Delta H = \frac{H}{O} \left[\frac{\Delta e}{(1+e_0)} \right] \Delta z$$

En donde :

ΔH .- Es el asentamiento de un estrato de espesor H.

e_0 .- Relación de vacíos inicial.

Δe .- Variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo vertical P inducido a la profundidad Z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de una prueba de consolidación unidimensional realizada con material representativo de esa profundidad.

Δz .- Espesores de estratos elementales en los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

Los incrementos de presión vertical P generados por la carga superficial se calcularán con la teoría de la elasti-

cidad a partir de las presiones transmitidas por la subestructura al suelo. Estas se estimarán considerando extremas de repartición de cargas o a partir de un análisis de interacción estática de suelo-estructura.

Además de los movimientos diferidos antes citados, se deberá tomar en cuenta la interacción con el hundimiento regional.

Por último, para evaluar los movimientos diferenciales de la cimentación y los inducidos en construcciones vecinas los asentamientos diferidos se calcularán en distintos puntos dentro y fuera del área cargada.

Tabla Valores de K_x , K_r y K_v

2.3.1 En la zona II

Profundidad de desplante (1)	K_x	K_r (2)	K_v	
			Losa	Zapata
≤ 1 m	$11GR_x$	$7GR_r^3$	$20GR_x$	$12GR_x$
≥ 3 m	$16GR_x$	$11GR_r^3$	$29GR_x$	$20GR_x$

Tabla

2.32

En la zona III

Profundidad de desplante (1)	K_x	K_r			K_v
		Sobre el terreno	Sobre pilotes de fricción (3)	Sobre pilotes de punta (4)	
≤ 1 m	$7GR_x$	$6GR_r^3$	$7GR_r^3$	$6GR_r^3 + \frac{1}{1/43GR_r^3 + 1/K_p}$	$12GR_x$
≥ 3 m	$8GR_x$	$9GR_r^3$	$11GR_r^3$	$9GR_r^3 + \frac{1}{1/43GR_r^3 + 1/K_p}$	$16GR_x$

1. Para profundidades de desplante intermedias entre 1 y 3 m interpólese linealmente entre los valores de la tabla.

2. Para estructuras cimentadas sobre pilotes o pilas en la zona II supóngase K_r infinita.

3. Si éstos son capaces de resistir por adherencia con el suelo circundante, al menos la mitad del peso bruto de la construcción incluyendo el de sus cimientos. Cuando tienen menos de esta capacidad, interpólese linealmente entre los valores consignados en la tabla.

4. K_p se calculará teniendo en cuenta los pilotes de punta que contribuyan a resistir el momento de volteo, calculando la rigidez de estos elementos ante fuerza axial como si su punta no se desplazara verticalmente.

III.2.3 PRESIONES SOBRE MUROS EXTERIORES DE LA SUBESTRUCTURA

En los muros perimetrales que sirven de retención se le considerarán empujes horizontales a largo plazo no inferiores a los del agua y el suelo en estado de reposo, adicionándose también los debidos a sobrecargas en la superficie del terreno y a cimentaciones vecinas, la presión horizontal efectiva -- transmitida por el suelo cuando está en reposo se considerará -- por lo menos igual a 60% de la presión vertical que actúa a la misma profundidad. Las presiones horizontales atribuibles a --- sobrecarga podrán obtenerse por medio de la teoría de elasticidad.

En el caso de que el diseño considere atribuirse fuerzas horizontales por contacto lateral entre la subestructura y el suelo, la resistencia del suelo considerada no deberá ser -- mayor al empuje pasivo afectado de un factor de resistencia de 0.35, siempre y cuando el suelo circundante esté formado por -- materiales naturales o por rellenos bien compactados.

Se tomarán algunas medidas para que las cimentaciones de estructuras vecinas, no se desarrolle fricción que puede --- afectar a alguna de las dos como consecuencia de posibles movimientos relativos .

CAPITULO IV

COMPORTAMIENTO DE LAS CIMENTACIONES COMPENSADAS

En este capítulo se estudiará el comportamiento de las cimentaciones más o menos rígidas, que estarán formadas por losas o algún elemento similar para transferir las cargas de la super-estructura al suelo. En general, una cimentación compensada es aquella en que el incremento neto de esfuerzo en el contacto cimentación suelo es menor que la presión debido al peso total de la estructura. Esto se puede lograr mediante una excavación en la que se aloja un cajón de cimentación de peso menor que el volúmen total de suelo excavado.

Según sea la carga total transmitida por la estructura sobre el área de cimentación mayor, igual o menor que el peso del suelo excavado, la cimentación resultante será: Parcialmente compensada, totalmente compensada o sobrecompensada, respectivamente.

Los cajos de cimentación parcialmente compensados representan una alternativa cuando el diseño sin compensación da lugar a un factor de seguridad reducido bajo falla por capacidad de carga o asentamientos excesivos. En este sentido, el

principio de compensación puede usarse no sólo en cimentaciones de contacto, sino también en combinación con pilotes. En la Ciudad de México es particularmente frecuente la combinación de compensación parcial y pilotes de fricción.

Las cimentaciones totalmente compensadas y sobrecompensadas resultan de la necesidad de un espacio subterráneo útil. Este tipo de cimentaciones ha adquirido una relevante importancia de construir pasos a desnivel para su intersección con otras avenidas y por la creciente tendencia a dotar a los edificios de uno o más sótanos para estacionamiento.

El diseño y la construcción de cajones de cimentación de cualquiera de los tres tipos mencionados plantean problemas cualitativamente semejantes, en cuya solución se requiere, en un primer término un conocimiento detallado del perfil estático, de las condiciones piezométricas y de las propiedades mecánicas del subsuelo hasta una profundidad a la que los incrementos de esfuerzo debidos a la construcción de la estructura de que se trate sean despreciables, esto es, pequeños en comparación tanto con los esfuerzos iniciales actuantes en el subsuelo, como con la presión de contacto al nivel de desplante.

Otro de los aspectos importantes que se deben considerar en la construcción de estos cajones son los siguientes: El control de los niveles piezométricos durante la construcción, la estabilidad del fondo y de las paredes de la excavación, las expansiones inmediatas producidas por la excavación, la estanquidad del cajón, y la elección de la profundidad de desplante, es decir, de la magnitud del incremento neto de presión al nivel del contacto cimentación - suelo.

Estos problemas se discutirán a continuación con referencia a las condiciones que presenten la zona de transición y la del lago de la Ciudad de México. Por lo que respecto a la zona de lomas los aspectos mencionados carecen de importancia, ya que en este tipo de zona, el nivel freático es muy profundo, la resistencia al corte de los suelos es alta y su compresibilidad es baja.

IV.1.1 CONTROL DE LOS NIVELES PIEZOMETRICOS

Cuando sucede que el desplante de la cimentación sea más bajo que el nivel freático, la excavación exigirá trabajar en seco, por lo que se tendrá que abatir los niveles piezométricos iniciales. Contrariamente a lo que parece ser una idea muy generalizada, en los suelos compresibles el abatimiento no

siempre requiere bombeo previo ya que, las descargas debidas a la excavación pueden ser suficientes para hacer que a corto --plazo, el decremento de presión de poro u , en todo elemento --de suelo bajo el fondo de la excavación sea mayor que el requerido para mantenerla seca. En cuyo caso lo único que se hará --será mantener dicha condición durante el tiempo que dure la --excavación, por lo que se requeriría modificar el flujo de ---agua a concurrir a la excavación, por medio de un sistema de --bombeo profundo que cambie la dirección de las filtraciones en las zonas cercanas a los taludes y al fondo de la excavación.

Una vez colocada la losa de cimentación, puede redu--cirse paulativamente la intensidad del bombeo, verificando en todo momento que el peso de la estructura sea mayor que la ---fuerza de subpresión, o bien lastrando la subestructura. En --cimentaciones sobrecompensadas el problema de flotación puede existir aún después de haberse colocado la estructura, sino se tiene atención en verificar que, en cualquier momento de la --vida de la obra, la fuerza de subpresión sea menor que la suma de fuerzas que se oponen a ella. Al estimar la subpresión se --debe tener en cuenta que las condiciones piezométricas pueden variar con el tiempo y que, en la Ciudad de México, los actua--les niveles piezométricos son bajos, debido al bombeo de los --acuíferos profundos, y éstos pueden recuperarse si el bombeo --se suspende o se reduce en toda la ciudad o localmente.

IV.1.2 ESTABILIDAD DE LA EXCAVACION

Debido a que la sustitución del peso del suelo por cargas de la estructura, principio básico de las cimentaciones compensadas, no puede realizarse instantáneamente, propicia -- problemas de estabilidad y de deformación en las paredes y en el fondo de la excavación.

El movimiento de las paredes hacia la excavación puede evitarse conociendo su factor de seguridad contra la falla por cortante, o en caso contrario, ha de diseñarse un troquelamiento apropiado para la estabilización del borde de la excavación.

En excavaciones sin apuntalamiento, las deformaciones de los taludes son aceptables cuando el factor de seguridad es al menos 1.5, siempre y cuando este factor de seguridad sea calculado a partir de un conocimiento apropiado de la resistencia no drenada del suelo y de un análisis de los posibles mecanismos de falla.

La estabilidad de los taludes en excavaciones depende no sólo de la geometría y la resistencia el esfuerzo cortante de los suelos, sino también de sus propiedades elásticas.

Por lo que respecta a las excavaciones con paredes troqueladas se ha observado que el comportamiento y magnitud de los empujes sobre los troqueles depende principalmente del factor de estabilidad N de la excavación ($N = \frac{c}{h/c}$, en donde γ es el peso volumétrico de la masa de suelo, h la profundidad y c la resistencia media al corte del suelo desde el nivel del fondo hasta una profundidad igual al ancho de la excavación). Para las arcillas de la Ciudad de México, las mediciones de campo han demostrado que, si el factor de estabilidad es menor que 5, el troquelamiento puede efectuarse sin que ocurran desplazamientos apreciables de la estructura de retención en uno u otro sentido.

En cuanto a los movimientos del fondo de las excavaciones profundas suele recurrirse a la colocación de tablestacas o muros con patas que se prolongan por debajo de la profundidad máxima de excavación. Si bien esas prolongaciones deberán favorecer en cierta medida la estabilidad del fondo, su contribución no es fácil cuantificarla, ya que frecuentemente no se le toma en cuenta.

IV.1.3 EXPANSIONES A CORTO PLAZO

A pesar de que se evite una falla del fondo de la -- excavación por cotante siempre estará latente la existencia de expansiones por descarga tanto en el fondo como alrededor de - la excavación. Estas expansiones son de gran importancia dado que: (a) generalmente son no uniformes; (b) se recuperan al -- ser aplicada la carga de la estructura y (c) pueden causar --- daños a construcciones vecinas.

Si sucede que la estimación analítica de la expan--- sión indica que es excesiva en algún punto dentro o fuera del área de trabajo, la excavación deberá llevarse a cabo por ---- partes.

En este sentido, habrá que hacer una programación -- adecuada del avance en las diferentes etapas de la construc--- ción, tratando de que la excavación y los colados se hagan en forma simétrica dentro del área de la cimentación y reduciendo el tiempo transcurrido entre ambas etapas con el fin de disminuir los asentamientos diferenciales durante y después de la - construcción. Otro procedimiento para disminuir la excavación consiste en tratar de transmitir la carga a estratos más pro-- fundos de mayor módulo de deformación; esto se puede lograr --

mediante el hincado de pilotes que trabajarán como anclas de fricción. Este último método, sin embargo, sólo se puede utilizar cuando los pilotes se requieran.

La predicción de las expansiones inmediatas en el subsuelo de la Ciudad de México se han llevado a cabo a partir de la teoría de la elasticidad, usando el módulo de rigidez del suelo.

IV.1.4 ESTANQUIDAD DEL CAJON

La parte de la cimentación que tendrá contacto con el nivel freático deberá protegerse contra posibles filtraciones, al menos cuando, como es usual, el cálculo de la compensación se haga considerando el peso volumétrico total de la masa de suelo.

Debido a que el concreto normalmente no es un material impermeable, y aún cuando se logre que su permeabilidad sea baja, la presencia de juntas y fisuras inevitablemente producirán filtraciones, por lo que será necesario tomar medidas correctivas, especialmente dirigidas a evitar la acumulación de agua en el interior del cajón. Esto puede conseguirse de dos formas : Mediante la combinación de juntas con sellos fle-

xibles y un bombeo limitado, o bien mediante la impermeabilización del cajón con membranas.

El primer método puede ser utilizado cuando se toleran pequeñas filtraciones. Para esto se requerirá que: El concreto utilizado sea de alta calidad, que contenga porosidad muy baja y libre de defectos, y que además en todas las uniones --- entre porciones estructuralmente independientes contengan juntas de impermeabilización con sellos flexibles. Los sellos de cobre son efectivos para movimientos pequeños: los de plástico tienen mayor flexibilidad, y los de neopreno, de tipo mancuerna pueden soportar movimientos de varios centímetros en la junta. Para mejorar la impermeabilidad del concreto, en la práctica es usual utilizar aditivos integrales, que hacen en el concreto -- que sea repelente al agua; también es común utilizarse, para -- el mismo fin aditivos líquidos a base de ácidos carboxílicos. - A pesar de que se lleve a cabo las anteriores medidas, deberán esperarse pequeñas filtraciones las cuales podrán encauzarse -- por medio de drenes en el piso del sótano y desalojarse por --- bombeo.

El segundo método consiste en colocar una membrana de material bituminoso o plástico en la parte exterior del cajón. Comúnmente la membrana se adhiere con asfalto o brea y se protege con capas de fieltro impregnadas de asfalto; éstas últimas

a su vez, se cubren con una capa de mortero - cemento.

De lo anterior se concluye que el método de impermeabilización que da mejores resultados es el de las membranas, - siempre y cuando éstas se coloquen con el debido cuidado.

IV.1.5 SELECCION DE LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE

El diseño de cimentaciones en terreno comprensible - generalmente es rígida por la magnitud de los asentamientos -- que pueden tolerarse sin poner en peligro la estabilidad de la estructura o de estructuras e instalaciones próximas. En cimentaciones compensadas la variable a controlar es el incremento neto de presión.

Si el criterio que se propone es el de mantener los asentamientos dentro de los límites "tolerables", se requiere saber la magnitud de dichos límites, para cada tipo de elemento estructural.

En el caso de estructuras altas, los dos límites más importantes son : El máximo asentamiento medio y el máximo desplome tolerable.

Para el primer límite estos valores estarán dados -- por la diferencia de elevación permisible entre ciertas porciones de la estructura y sus alrededores, o por la magnitud de los asentamientos que no causan daño a las estructuras vecinas.

En cuanto al máximo desplome, la consideración predominante en edificios altos es la que percibe el ser humano, y el desplome θ comienza a ser perceptible cuando es aproximadamente a 250, por lo que se puede decir que el desplome permisible es una función de la altura de la estructura, por ejemplo:

$$\theta = 1 / (a + bh) \quad \text{_____} \quad 1$$

En donde h es la altura del edificio y a, b son constantes apropiadas puede verse que, si a = 100, b = 3 y h en -- metros, la ecuación 1 da $\theta = 1/100$ para h = 0, que es aproximadamente el valor a partir del cual los desniveles de pisos --- comienzas a notarse.

IV.1.6 DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

Los criterios de cálculo que se han seguido para el diseño de los cajones de cimentación son muy variados, pero se pueden decir que son 3 tipos de infraestructura frecuentemente utilizados por los proyectistas en las construcciones en la Ciudad.

1.- El cajón de concreto; formado por traves perimetrales e interiores sobre los que se apoyan las losas de fondo; en algunos casos, el piso de planta baja forma parte integrante de la cimentación, con objeto de absorber momentos de torsión.

Para los efectos del cálculo, se le supone rígido y la retícula de traves interiores simplemente apoyada en los muros, de modo que la estimación de momentos y esfuerzos cortantes resulte relativamente sencilla por el método de relajación; las losas de fondo se consideran perimetralmente ligadas a la retícula; el cajón será verificado por flexión y torsión. Cuando no se cuenta con la colaboración del entrepiso de planta baja, es usual dimensionar las vigas que soportan las losas de fondo, como si fueran independientes entre sí y sometidas a la acción de las cargas de columnas y la de la losa que satisfagan el equilibrio estático; previa verificación de las secciones --

interesadas por la concentración de las columnas.

2.- Cascarones de concreto, son cilíndricos generalmente, solidarios a una retícula de vigas en las que concurren las cargas concentradas de la superestructura.

Se calculan los "cascarones" con la teoría de la membrana, y además, como vigas flotantes incluyendo a los elementos estructurales de la retícula en que aquellos se apoyan; se verificarán las secciones que reciben las cargas concentradas de la superestructura. Este tipo de cimentación, tiene sobre las anteriores, ventajas económicas apreciables en el volumen de concreto suministrado, pero requieren de una mano de obra más cuidadosa, y su profundidad está limitada por la expansión del suelo, a menos que se reduzcan mediante procedimientos de excavación (electro-osmosis o abatimiento de flujo por bombeo). Se han ejecutado un número relativamente elevado de cimentaciones de este tipo en los últimos años y su comportamiento se considera aceptable.

3.- Losas continuas y fungiformes, con muros de sostenimiento independiente de la base o ligados monolíticamente a ella.

Este tipo de subestructura ha sido empleada con mucha frecuencia para los estacionamientos de coches y almacenes. --- Aun cuando se le ha diseñado en muchas ocasiones como techo --- invertido, es decir, admitiendo que no existen desplazamientos verticales en correspondencia de las columnas, ha dado resultados satisfactorios si los asentamientos diferenciales son ---- pequeños.

IV.2 CAUSAS DIVERSAS DEL MAL COMPORTAMIENTO

A continuación se citarán ejemplos de estructuras que han tenido un comportamiento anormal debido a causas reconocidas como son las fallas de taludes durante la excavación, asentamientos de inmuebles vecinos, errores en la estimación y distribución de cargas y la heterogeneidad del subsuelo.

IV.2.1

Influencia de las fallas de talud y fondo en una excavación. Por estimaciones incorrectas del empuje de tierras, --- insuficiencia en la resistencia al corte de las arcillas o defectuosa colocación de los ademes, éstos tienen gran trascendencia en el comportamiento de la estructura, según se puede apreciar en el ejemplo que se describe a continuación.

Ejemplo 1 : Se trata de una construcción de planta -- rectangular de 15.6 x 21.4 m., dotada de estructura y cimentación de traves y losas, ambas de concreto reforzado. Por modificaciones al proyecto y cambio en las especificaciones respectivas no previstas al diseñar la cimentación, se produjo una ---- excentricidad de la carga al baricentro, de 38 cms., según el - eje longitudinal, y de 9 cms., en dirección transversal.

La infraestructura se construyó por el método de zanjas ademadas. Al atacar el frente "este" de la excavación, por baja resistencia al corte de la arcilla, se levantó el fondo de la zanja y se produjo remoldeo parcial del suelo.

Este hecho y la existencia de la excentricidad en las cargas, hizo que la estructura empezara a inclinarse girando -- alrededor de un eje con orientación N-S, aproximadamente. Este problema se agravó aún más debido a que nivelaron los pisos --- mediante rellenos de espesor mínimo en el lado poniente y máximos en el oriente, con objeto de tener superficies horizontales.

El resultado de los errores mencionados se muestran - en la figura 1. Además, el edificio fue severamente afectado -- por el temblor del 28 de julio de 1957, y como puede apreciarse en la evolución de los asentamientos, en esa fecha se registra

un incremento de 3 cms., para después continuar el proceso a -- una velocidad semejante a la que tenía en el periodo anterior - al sismo; las perturbaciones que comienzan a notarse desde marzo de 1958, son ocasionados por el abatimiento del nivel freático necesario para recimentar la estructura.

IV.2.2

Efecto de construcciones vecinas. Aún cuando una ---- cimentación se haya diseñado bien y su construcción ejecutada - correctamente, puede presentar un comportamiento inesperado por las interferencias de edificios contiguos. Por tal motivo es -- imprescindible contar con normas adecuadas para evitar estas -- situaciones, siendo muy recomendable en estos casos reducir a - un mínimo los asentamientos.

Ejemplo 2 : Se trata de un edificio de 5 niveles, de planta rectangular (11 x 25 m.), sustentado por un cajón de --- concreto constituido por muros perimetrales, losas inferiores - apoyadas en vigas intermedias y el entrepiso de planta baja; la profundidad de la subestructura es de 5.2 m., suficiente para - poder compensar las cargas propias del inmueble. La cimentación se construyó mediante excavaciones parciales, a fin de reducir las expansiones por descargar.

Según se muestra en la figura No. 2, los asentamientos tuvieron un desarrollo normal desde 1951, en que se terminó el edificio, a agosto de 1956; el hundimiento medio relativo al terreno era de 12 cm. en esta fecha. Durante la construcción de otro edificio en el predio vecino, se registra un levantamiento en la estructura existente y a partir de agosto de 1956, aparecen asentamientos diferenciales de consideración que provocan una inclinación hacia el norte. Como la cimentación es del tipo rígido, los daños en muros son poco importantes; pero la estructura que se encuentra en el fondo del predio, destinada a sala de espectáculos y que está separada del cuerpo principal por una junta de construcción, se halla seriamente expuesto a los efectos del asentamiento diferencial debido a que el techo y los muros se apoyan sobre zapatas de concreto.

Cuando el inmueble contiguo se sustenta sobre pilotes hincados hasta estratos firmes, ocurre lo contrario a lo comentado antes; los pilotes restringen por adherencia los asentamientos de la formación compresible y son causa de prejuicios, a veces muy severos, en la estructura adyacente.

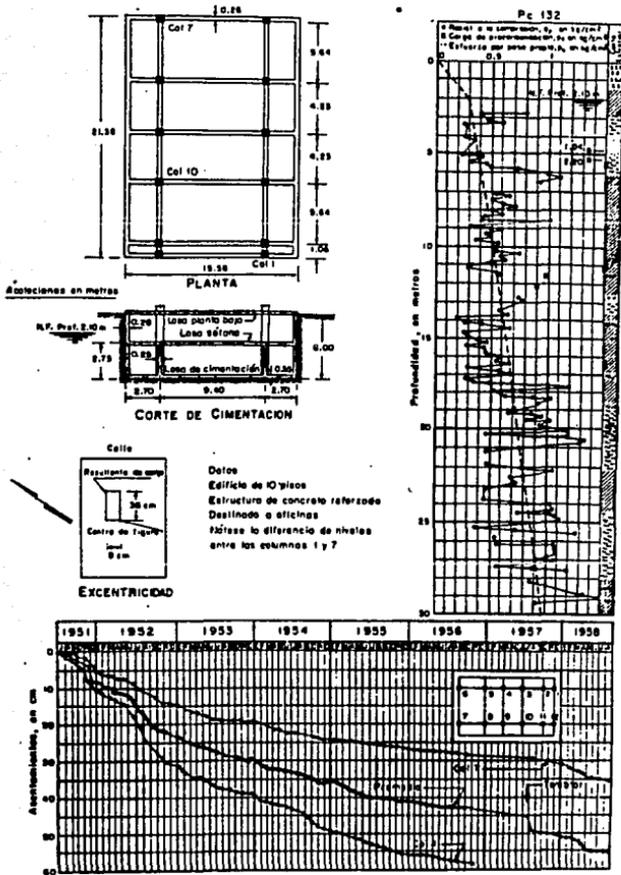
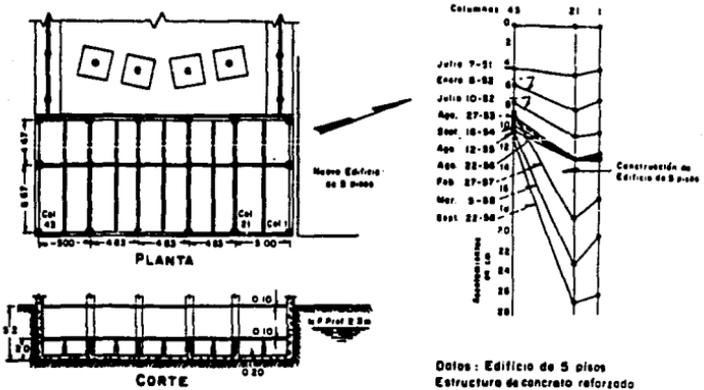


Figura 1 Influencia de las fallas de talud y de fondo de una excavación en una cimentación parcialmente compensada

Figure 1 Influence of slope and bottom failures of an excavation in the behavior of a partially compensated foundation



Datos: Edificio de 5 pisos
Estructura de concreto reforzado
Destinado a oficinas
La parte posterior está ocupada
por una sala de espectáculos

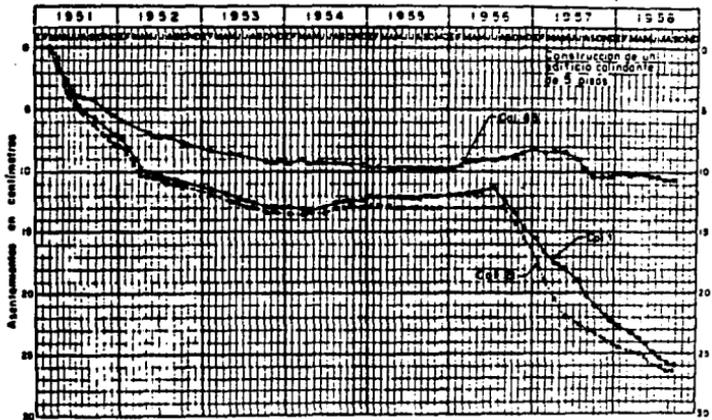


Figura 2 Interferencias de construcciones vecinas
Figure 2 Effect of other constructions close to a building supported by a partially compensated foundation

CAPITULO V

COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

Como pudimos ver a lo largo de los capítulos de esta tesis, el tipo de cimentación más adecuada para una estructura dada dependerá principalmente de: Las cargas a las que será sometida, las condiciones del subsuelo y de la función a la que será diseñada.

En la actualidad se necesita realizar un análisis minucioso de cada parte que compone el proyecto, es por ello que es necesario tener en cuenta que existen normas de construcción que establece el D.D.F., las cuales son: Normas Técnicas complementarias del Reglamento de construcción para el D.D.F., en su aportado, para diseño y construcción de cimentaciones, y que tiene por objeto principal el fijar criterios y métodos de diseño y construcción de las cimentaciones.

El diseño y construcción de cajones de cimentación de cualquiera de los tres tipos mencionados en la presente tesis plantean problemas semejantes, en cuya solución se requerirá, en un primer término un conocimiento detallado del perfil estatigráfico de la zona que se trate, de las condiciones

piezométricas y de las propiedades mecánicas del subsuelo hasta una profundidad a la que los incrementos de esfuerzos debidos a la construcción de la estructura de que se trate sean despreciables.

Además de las anteriores consideraciones se debe de tomar muy en cuenta los siguientes aspectos que de alguna manera tendrán gran influencia en la estabilidad de la construcción de estos cajones y son los siguientes : El control de los niveles piezométricos durante la construcción, la estabilidad del fondo y de las paredes de la excavación, las expansiones inmediatas producidas por la excavación, la estanquidad del cajón, y la elección de la profundidad de desplante.

B I B L I O G R A F I A

=====

MANUAL DE EXPLORACION GEOTECNICA
SECRETARIA GENERAL DE OBRAS DEL DEPARTAMENTO
DEL DISTRITO FEDERAL

MECANICA DE SUELO. TOMO I
E. JUAREZ BADILLO A. RICO
EDITORIAL LIMUSA.

NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO
PARA EL DISTRITO FEDERAL
CENTRO DE ACTUALIZACION PROFESIONAL.

EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO
RAUL J. MARSAL Y MARCOS MAZARI.

CIMENTACIONES EN AREAS URBANAS DE MEXICO
V REUNION NACIONAL DE MECANICA DE SUELOS

APUNTES DE LA MATERIAL "CIMENTACIONES"
AGUSTIN DEMENEGHI C.



LIBROS, FOLLETOS Y MECANOGRAFIA EN IBM
MAQUILA EN OFFSET, MASTERS

CALIDAD, CUMPLIMIENTO Y PRECIO

Agustín Quijano Pérez

Cuba 99 Desp. 22
México, D. F. 06010

Tel. 518-40-38