

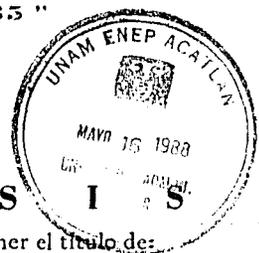
3
24



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Escuela Nacional de Estudios Profesionales
" A C A T L A N "

**" ANALISIS SISMICO ESTATICO DE UNA
CIMENTACION PARCIALMENTE
COMPENSADA EN LA CIUDAD DE MEXICO:
MODIFICACIONES DEBIDAS AL SISMO DE
1985 "**



T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

Francisco Javier Avila Martínez

Acatlán, Edo. de México

1 9 8 8

**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

	PAG.
INTRODUCCION.	1
CAPITULO I. CONDICIONES DEL SUBSUELO DEL VALLE DE MEXICO.	4
I.1 Geología general del Valle de México.	4
I.2 Zonificación del subsuelo.	8
I.3 Estratigrafía de la Zona del Lago.	12
I.4 Propiedades índice de los suelos de la Zona del Lago.	15
I.5 Propiedades mecánicas de los suelos de la Zona del Lago.	20
I.6 Hundimiento general del Valle de México.	25
CAPITULO II. DESCRIPCION DEL CONCEPTO DE CIMENTACIONES PARCIALMENTE COMPENSADAS CON PILOTES DE FRICCION.	27
II.1 Descripción del concepto de cimentación parcialmente compensada con pilotes de fricción.	27
II.2 Análisis de este tipo de cimentaciones.	30
II.2.a Capacidad de carga.	34
II.2.b Asentamientos diferidos.	46
CAPITULO III. EXPLORACION Y PRUEBAS DE LABORATORIO.	49
III.1 Objetivo de la investigación del terreno.	49
III.2 Métodos de exploración.	52
III.3 Pruebas de laboratorio.	61
CAPITULO IV. EL SISMO DE SEPTIEMBRE DE 1985.	69
IV.1 Origen del sismo.	70
IV.2 Características del movimiento en la Zona del Lago de la Ciudad de México.	72

	PAG.
CAPITULO V. CARACTERISTICAS DEL CASO EN ESTUDIO.	77
V.1 Subsuelo.	77
V.2 Estructura.	80
V.3 Daños.	81
CAPITULO VI. CRITERIOS ESTATICOS DE ANALISIS SISMICO.	83
VI.1 Antes del sismo.	84
VI.1.a Reglamento de Construcciones del DDF.	84
VI.1.b Criterio particular.	91
VI.2 Después del sismo.	98
VI.2.a Normas de emergencia del DDF.	98
VI.2.b Criterio particular.	104
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	113
BIBLIOGRAFIA.	115

INTRODUCCION.

A raíz del terremoto ocurrido el 19 de Septiembre de 1985, que causó una destrucción sin precedente en la Ciudad de México, se ha originado una constante preocupación por parte de los ingenieros civiles y autoridades competentes, sobre el comportamiento que tendrán los edificios y otras estructuras similares - ante futuros fenómenos sísmicos.

La mayoría de los edificios de más de cinco niveles, que se construyen en la -- llamada zona del Lago de la Ciudad de México, se encuentran apoyados sobre pilotes de fricción. Estos elementos resultan ser la cimentación más conveniente, - debido principalmente al fenómeno del hundimiento regional que se tiene en esta ciudad.

En pocos casos prácticos se realizaba el análisis sísmico de la cimentación; en el resto solo se efectuaba el análisis de la cimentación ante las condiciones - estáticas más desfavorables.

En los edificios que tuvieron desplome, es probable una falla de la cimentación o una falla conjunta de la estructura y de la cimentación. En algunos de tales edificios se tiene la necesidad de recimentar con pilotes de fricción. Este tipo de cimentación deberá diseñarse para satisfacer los requisitos mínimos relativos a su capacidad de carga y a la magnitud de los asentamientos totales y diferenciales tolerables, tanto para la estructura como para las construcciones cercanas. De aquí la importancia que tiene el análisis sísmico estático de una cimentación constituida por pilotes de fricción.

El objetivo de esta tesis consiste en hacer un estudio comparativo entre los -- criterios estáticos de análisis sísmico, para un edificio parcialmente compensado con pilotes de fricción, analizando la influencia del sismo de Septiembre de

1985 en las modificaciones impuestas en dichos criterios. Se estudiará el número de pilotes requerido por cada criterio, antes y después del temblor.

Se debe recordar que la Ingeniería Civil pretende que cualquier obra resulte -- ser segura, funcional y económica, simultáneamente. Antes del sismo, en la construcción de un edificio existía un equilibrio entre lo económico y los factores de seguridad y funcionalidad; en la actualidad, existe un desequilibrio notable entre estos conceptos, debido a las modificaciones generadas por el sismo en -- los criterios estáticos de análisis sísmico. Los nuevos métodos de análisis con -- llevan a un gran número de pilotes adicionales; en algunos casos este número de pilotes llega a ser del doble del que tenía originalmente la cimentación, lo -- cual eleva el costo del edificio. A través del estudio comparativo entre los -- criterios estáticos se desea hacer un razonamiento para contestar la siguiente -- pregunta: ¿Cuál de los criterios actuales es más adecuado para el análisis sísmico?. La respuesta a esta incógnita conducirá a un criterio realmente ingenieril.

La información que se presenta en este trabajo se encuentra dividida en seis capítulos:

- a). En el capítulo I se describen las características generales del subsuelo a estudiar, estableciendo su origen y formación, así como sus propiedades ingenieriles de mayor interés.
- b). En el capítulo II se hace una descripción del concepto de cimentaciones parcialmente compensadas con pilotes de fricción, debido a que la naturaleza -- del subsuelo del Valle de México ha conducido a los ingenieros al empleo -- frecuente de estas cimentaciones.

- c). En el capítulo III se estudian, en forma general, las técnicas de exploración, muestreo y pruebas de laboratorio, utilizadas frecuentemente en el Valle de México, a fin de interpretar los datos del subsuelo que se presentarán en el caso a estudiar. Se destaca el uso del cono estático eléctrico como instrumento más moderno y preciso en la exploración del subsuelo.
- d). En el capítulo IV se explican brevemente las características del sismo de Septiembre de 1985, en el área urbana del Valle de México, con el propósito de que el lector reconozca la importancia de tal movimiento. Además, el reconocer la importancia del sismo es básica para este trabajo, dado que induce modificaciones en los criterios estáticos de análisis sísmico.
- e). En el capítulo V se exponen las características de un edificio, que sufrió desplome considerable durante el sismo. La información proporcionada consiste básicamente: subsuelo del sitio, sistema de estructuración y daños sufridos.
- f). En el capítulo VI se presenta el análisis de la cimentación con los criterios existentes antes del sismo. Tales criterios son: el del Reglamento de Construcciones del DDF y un criterio particular. Posteriormente, se describe el mismo análisis, pero con los criterios que surgieron después del sismo, como consecuencia del comportamiento insatisfactorio que tuvieron los edificios ante este fenómeno. Los criterios que se utilizan en este segundo caso son: el de las Normas de Emergencia del DDF y un criterio particular. Todos los criterios mencionados son de tipo estático, para el análisis sísmico.

CAPITULO I

CONDICIONES DEL SUBSUELO DEL VALLE DE MEXICO.

Se explicarán las características generales del subsuelo del Valle de México. - Los puntos a tratar son: origen y formación de los suelos, zonificación del subsuelo, estratigrafía de la llamada zona del lago, propiedades físicas y mecánicas de las arcillas de dicha zona y fenómeno del hundimiento regional que padece la Ciudad de México. Cada uno de estos puntos constituye una parte importante para el entendimiento de los capítulos posteriores.

El Valle de México es una unidad geográfica que tiene como límites: al Norte -- las Sierras de Tepotzotlán, Tezontlalpan y Pachuca; al Este, los llanos de ---- Apan, los montes de Río Frío y la Sierra Nevada; al Sur, las Sierras de Cuauhtzin y Ajusco y al Oeste, las Sierras de Las Cruces, Monte Alto y Monte Bajo. Es todos límites se aprecian en la figura I.1. El Valle cuenta con una superficie total de 7 160 km², de los cuales 3 080 km² pertenecen a una zona francamente montañosa y 2 050 km² a zonas bajas bien definidas. La altura sobre el nivel del -- mar en la parte más baja es de 2 040 m, aproximadamente. Dentro del Valle de México se localiza el Distrito Federal, el cual incluye a la Ciudad de México y -- ocupa un total de 1 480 km², de los cuales unos 500 km² son zona urbanizada. La población de esta metrópoli supera en la actualidad a los 18 millones de habi---tantes. Una buena parte de la Ciudad de México se encuentra construida sobre el fondo del exlago de Texcoco y a este hecho se deben los problemas de cimenta---ción que en la ciudad se presentan.

I.1 Geología general del Valle de México.

Se presenta una breve descripción de los principales acontecimientos geológicos

que han ocurrido en el Valle de México, basada en los estudios realizados por - Federico Mooser.

Se supone que a raíz de los esfuerzos tectónicos que se ejercieron desde principios del Terciario, se abrieron grietas por las que fluyeron lavas y se formaron grandes aparatos volcánicos. Entre los materiales desplazados hacia la superficie, se encuentran andesitas basálticas, andesitas francas, dacitas y latitas. La *Sierra de Xochitepec*, ubicada al Oeste de Xochimilco y al pie del *Ajusco*, se compone enteramente de estos depósitos. Afloramientos de esta especie aparecen en la parte inferior de las sierras que limitan la cuenca al Este y al Oeste, - así como en el núcleo de la *Sierra de Guadalupe*. Se estima que su espesor es mayor de 1 500 m, siendo visibles unos 800 m en las bases del *Iztaccuatl* y del *Ajusco*. Parece que la actividad volcánica decreció y fue seguida por una etapa de erosión intensa que regularizó el relieve abrupto del terreno, a juzgar por la superficie final que se destaca en la *Sierra de Las Cruces*, a una altura de 1 000 m sobre el fondo del Valle.

Tanto en la región de Pachuca como en la *Sierra de Guadalupe*, se inicia en el Plioceno una nueva etapa de actividad volcánica, caracterizada por la emisión de grandes masas de lavas ácidas, dacíticas y riolíticas, localizadas hoy en la cima de las sierras, particularmente en el *Cerro del Chiquihuite*. A continuación aparecen los derrames andesíticos de la *Sierra Nevada* y de *Las Cruces*, cubiertos posteriormente por las lavas de la serie andesítica del *Iztaccuatl* y del *Ajusco*. También pertenecen a este grupo, los restos visibles de los volcanes compuestos de andesitas oscuras, como los cerros del *Peñón de los Baños*, *El Tigre* y las prominencias al Sureste de la *Sierra de Guadalupe*. Al extinguirse - estos volcanes, la actividad se manifiesta en la parte septentrional de la cuenca, en donde potentes derrames de andesitas basálticas interrumpen toda cone-

ción directa con el Norte. Entonces cobra importancia un mecanismo tectónico, - aparentemente ligado a la falla Clarión, que disloca la corteza en grandes bloques a lo largo de fracturas dirigidas de NNW a SSE; al mismo tiempo se producen fuertes emisiones de nubes ardientes, cuyos testigos son los depósitos de *pedra cantera* que aparecen rodeando al cerro de *El Guajolote*, al Norte del *Santuario de los Remedios*.

Posteriormente, cuando predominaba un clima semiárido, lluvias torrenciales erosionaron el relieve abrupto, depositando en los flancos poniente y oriente de la cuenca, *extensos abanicos aluviales* integrados por fragmentos andesíticos angulosos, arenas y limos, producto de la destrucción de los complejos volcánicos existentes. Esta es la formación que Bryan denominó *Tarango*, cuya característica descollante es la ausencia de lavas. En consecuencia, se le considera posterior al vulcanismo del Plioceno. Probablemente siguieron desarrollándose *abanicos aluviales* hasta el Pleistoceno inferior.

Nuevos impulsos tectónicos iniciaron un último ciclo de vulcanismo, cuyas manifestaciones aún persisten en nuestros días. Las fracturas por las que surgieron las lavas están orientadas de SW a NE. El clima húmedo y frío de este período y la formación de grandes glaciares en el *Iztaccíhuatl* y el *Popocatepetl*, causaron la destrucción de gran parte de los depósitos de la formación *Tarango*, labrando profundas barrancas y los valles principales que desaguaban, por el Sur, en el río Amacuzac. Uno de estos valles, el occidental, tenía sus cabeceras en Pachuca, pasaba por el lugar hoy ocupado por la Ciudad de México y llegaba a Cuernavaca, al Oeste de la Sierra de *El Tepalcates*; el segundo, recorría el pie de la Sierra Nevada, atravesaba Chalco y Amecameca, para alcanzar la cuenca del *Alto Amacuzac* en Cuautla. Son manifestaciones de la erosión sufrida durante el Pleistoceno, los cañones de Contreras y San Rafael.

Contemporáneamente al desarrollo de la red fluvial antes descrita; se iniciaron las erupciones volcánicas en el Norte de la cuenca que cubrieron los valles con gruesas capas de basalto y pómez. Poco a poco la actividad se desplazó hacia el Sur, se crearon los cerros de *Chiconautla*, *Chimalhuacán* y *La Estrella*, hasta --- que sobrevinieron las potentes efusiones lávicas del *Chichinautzín*, de unos --- 2 000 m de espesor, las cuales cerraron el drenaje hacia el Sur, transformando el Valle de México en una cuenca cerrada. A consecuencia de esta obstrucción, los depósitos fluviales se acumularon en las barrancas y regularizaron rápidamente la topografía abrupta que se había generado por erosión. A estos depósitos se les denomina *serie clástica fluvial y aluvial del Pleistaceno*. Su rasgo sobresaliente es la gran cantidad de elementos redondeados, incluidos en una matriz arenosa. Después ocurre una intensa deposición de cenizas volcánicas transportadas por el viento o por las corrientes de agua hacia los lagos de las regiones bajas. Según Bryan, Arellano y De Terra, a este período que llaman *Tacubaya*, siguió otro de clima seco (*Morales*), siendo típicos los suelos cementados con caliche. Posteriormente surge la *formación Becerra*, constituida por estratos de aluvión y polvo volcánico con alto contenido de fósiles. Un nuevo período árido que se manifiesta por las capas y vetas de caliche (*Sauilaco*) precede a la formación *Totoltsingo*, integrada por tierras de color café y negro que tienen materia orgánica en cantidad apreciable, y a la época Arqueológica, en la que los suelos arenosos encierran un gran número de tepalcates, testigos de las diferentes culturas que se desarrollaron en el Valle. Las últimas manifestaciones de vulcanismo son el *Xitli*, al pie del *Ajusco*, que apareció hace 2 400 años --- aproximadamente, y la erupción del *Popocatepetl* en 1920.

En términos generales, la cuenca del Valle de México asemeja una enorme presa azolvada. La cortina, situada en el Sur, está representada por los basaltos de la Sierra de Chichinautzín. Los rellenos del vaso están constituidos en su par-

te superior por arcillas lacustres y en su parte interior por clásticos derivados de la acción de ríos, arroyos, glaciares y volcanes (figura I.2). El conjunto de rellenos contiene además capas de ceniza y estratos de pómez, producto de las erupciones volcánicas menores y mayores durante el último medio millón de años. También se reconocen en el citado relleno numerosos suelos, producto de la meteorización de los depósitos volcánicos, fluviales, aluviales y glaciales. Estos suelos llevan el sello del clima en el que fueron formados, siendo a veces amarillos, producto de ambientes fríos, y otras veces café y hasta rojizos, producto de ambientes moderados a subtropicales. Uno de los productos típicos acompañado de la existencia de glaciares son los suelos *edáficos*. Las llamadas brisas del Valle y de montaña que se desarrollan hoy en día en la cuenca, deben haberse acentuado extraordinariamente durante los climas glaciares, transformándose en vendavales. Es casi seguro que estos fuertes vientos acarrearán importantes volúmenes de partículas finas de polvo volcánico alterado al valle. Al precipitarse este polvo - llamado *loess* - en el lago, se hidrataba fácilmente creando las conocidas arcillas lacustres del Valle; por este fenómeno se interpreta hoy que las arcillas son producto principal de la alteración de *loess glacial*. Además, todo material contenido en los depósitos de la cuenca del Valle de México es directa o indirectamente de origen volcánico.

I.2 Zonificación del subsuelo.

Por medio de exploraciones recientes, ha sido posible obtener una información bastante precisa de las características estratigráficas y mecánicas que presenta el subsuelo del área urbana. Con estos datos se zonificó el área urbana basándose en las propiedades de compresibilidad y resistencia de los depósitos ca

N

S



ARCILLAS LACUSTRES
DEPOSITOS CLASICOS

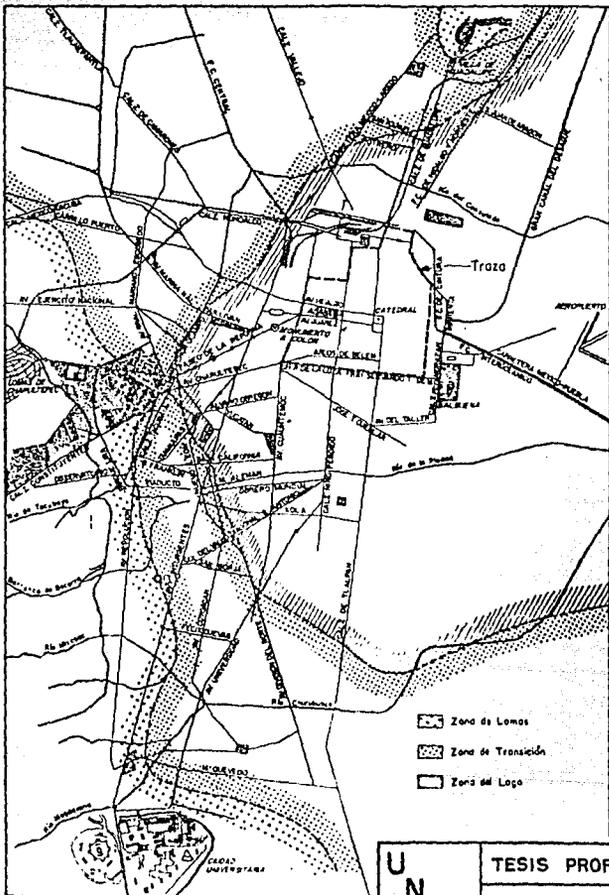
SIERRA DE CHICHINAUTZIN

U N A M	TESIS PROFESIONAL
	ESQUEMA GEOLOGICO GENERAL DEL VALLE DE MEXICO.
ENEP ACATLAN	ENERO 1988
	FIGURA I.2

racterísticos de la cuenca: lacustres, aluviales y volcánicos. En la figura I.3 se observa la zonificación realizada por Marsal y Mazari en 1959 y en la figura I.4 se muestra la zonificación actualizada, hecha por Covitur, y que sigue los lineamientos presentados por las anteriores personas. En ambas figuras se detectan básicamente tres áreas.

La primera de las áreas corresponde a la llamada zona de Lomas, por desarrollarse en parte en las últimas estribaciones de las Sierras de las Cruces; está constituida por terrenos compactos, areno-limosos, con alto contenido de gravas y con tobas pumíticas bien cementadas en otras. Al Sur de la ciudad esta zona invade los derrames basálticos del Pedregal y, en el Norte las laderas de la Sierra de Guadalupe. Esta zona presenta condiciones favorables para cimentar estructuras; la capacidad de carga del terreno es alta y no existen capas de arcillas compresibles que puedan ser causa de asentamientos diferenciales de gran magnitud.

Entre las serranías del Poniente y el fondo del lago de Texcoco se localiza una zona de Transición (figura I.4), en donde las condiciones del subsuelo, desde el punto de vista estratigráfico, varían muchísimo de un punto a otro de la zona urbanizada. Esta parte, conocida como zona de Transición, contiene materiales de origen aluvial, los cuales se clasifican de acuerdo al volumen de clásticos que fueron arrastrados por las corrientes hacia el lago y a la frecuencia de los depósitos. Así se generaron dos tipos de transiciones: la *interestratificada abrupta*. En la condición *interestratificada* se alternan estratos arcillosos depositados en un ambiente lacustre con suelos gruesos de origen aluvial, dependiendo de sus espesores de las transgresiones y regresiones que experimentaba el antiguo lago. Es conveniente dividir esta transición en subzonas, en función de la cercanía a las Lomas y sobre todo del espesor de los suelos re-



U N A M	TESIS PROFESIONAL
	ZONIFICACION DE LA CIU- DAD DESDE EL PUNTO DE -- VISTA ESTRATIGRAFICO.
ENEP ACATLAN	ENERO 1988
	FIGURA I.3

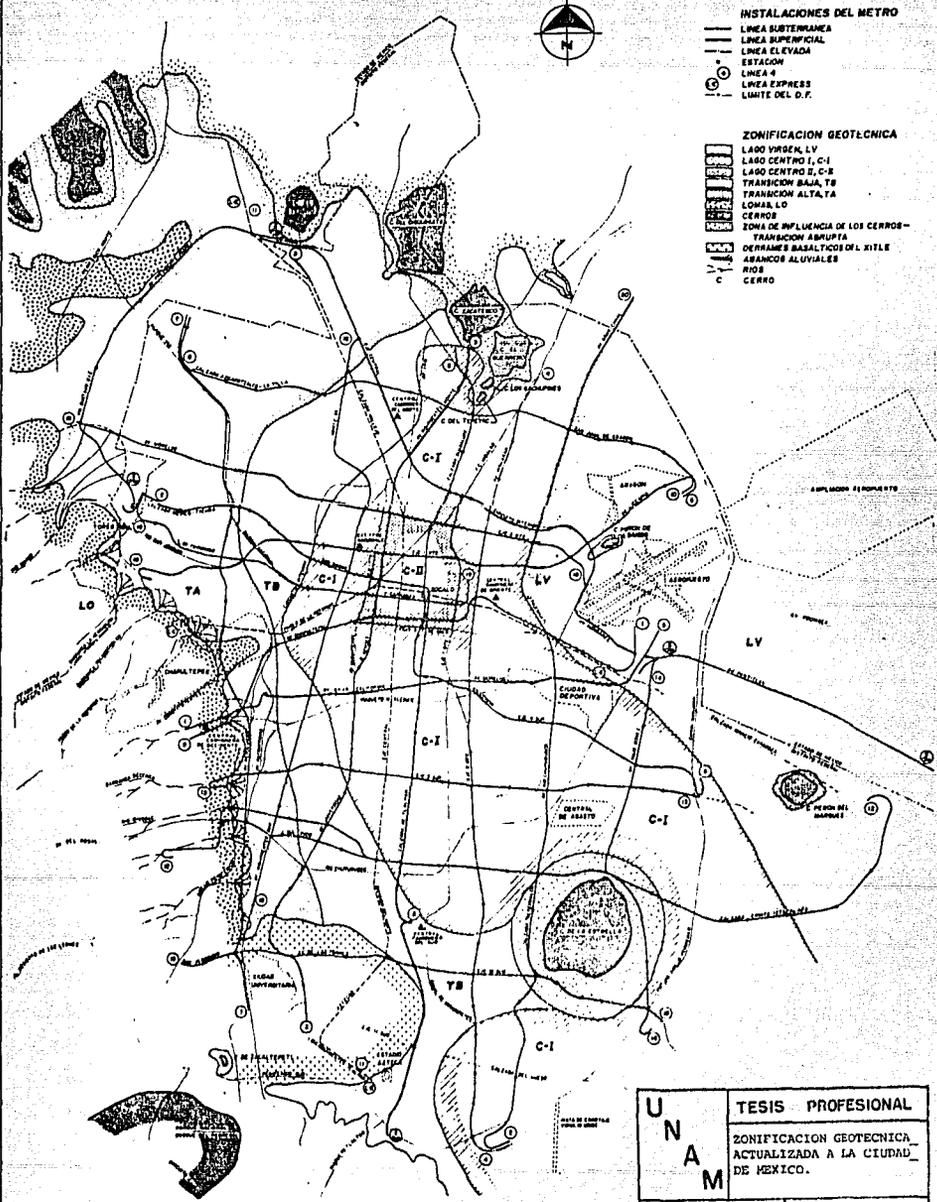
SIMBOLOGIA

INSTALACIONES DEL METRO

- LINEA SUBTERRANEA
- LINEA SUPERFICIAL
- LINEA ELEVADA
- ESTACION
- LINEA A
- LINEA EXPRESS
- LIMITE DEL D.F.

ZONIFICACION GEOTECNICA

- LAZO VIRGEN, LV
- LAZO CENTRO I, C-I
- LAZO CENTRO II, C-II
- TRANSICION BAJA, TB
- TRANSICION ALTA, TA
- LOMBAS, LO
- CERROS
- ZONA DE INFLUENCIA DE LOS CERROS—
FRANCCION ABRUPTA
- DEFRASES BASALTICOS DEL NITLE
- ABANCOS ALUVIALES
- RIO
- C CERRO



U N A M	TESIS PROFESIONAL
	ZONIFICACION GEOTECNICA ACTUALIZADA A LA CIUDAD DE MEXICO.
ENEP ACATLAN	ENERO 1988
	FIGURA I.4

lativamente blandos; se identifican así las *transiciones alta* y *baja*. La *transición Alta* es la subzona de transición más próxima a las Lomas; presenta irregularidades estratigráficas producto de los depósitos aluviales cruzados. La frecuencia y disposición de estos depósitos depende de la cercanía a antiguas barrancas. Bajo estos materiales se encuentran estratos arcillosos que sobreyacen a los depósitos propios de las Lomas. La *Transición Baja* corresponde a la transición vecina a la zona del Lago; aquí se encuentra la serie arcillosa superior con intercalaciones de estratos limo-arenosos de origen aluvial, que se depositaron durante las regresiones del antiguo lago. Este proceso dió origen a una estratificación compleja, donde los espesores y propiedades de los materiales pueden tener variaciones importantes en cortas distancias, dependiendo de la ubicación del sitio en estudio respecto a las corrientes de antiguos ríos y barrancas. La condición abrupta cercana a los cerros es la transición entre la zona de lago y cerros aislados como el Peñon de Los Baños, en la que arcillas lacustres están intercaladas con numerosos lentes de materiales erosionados de los cerros y hasta lentes delgados de travertino silicificado.

Existe finalmente, en la Ciudad de México, la *zona del lago*, así llamada por corresponder a los depósitos de la planicie del Valle de México. En la cuenca cerrada podía existir un lago cuando las lluvias superaban a la evapotranspiración, el que desaparecía cuando ésta superaba a las lluvias. Obviamente, el factor que dominaba dicho equilibrio era la temperatura ambiental: si el clima se enfriaba, se formaba un lago; si se calentaba, el lago disminuía y hasta desaparecía. Consecuencia de lo anterior es lo que llaman los geólogos *transiciones lacustres* o *regresiones lacustres*. El resultado práctico de este juego era la deposición de arcillas o formación de suelos. El lago subsistía durante las épocas de calor (*sequía*) en las partes centrales de la cuenca, continuando aquí su depósito de arcillas (lacustres); en las partes marginales ocurría lo contra

rio, donde entre arcillas lacustres se intercalaban frecuentemente suelos secos. Esta zona se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad, que subyacen a una costra endurecida superficial de espesor variable en cada sitio, dependiendo de la localización e historia de cargas. Por ello, la zona del lago se ha dividido en tres subzonas (figura I.4), atendiendo a la importancia relativa de dos factores independientes: uno, el espesor y propiedades de la costra superficial, y otro, la consolidación inducida en cada sitio. De esta manera tenemos al Lago Virgen que corresponde al sector oriente del lago, cuyos suelos prácticamente han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación; sin embargo, el reciente desarrollo de esta zona de la ciudad, está incrementando las sobrecargas en la superficie y el bombeo profundo. El Lago Centro I está asociado al sector no colonial de la ciudad, que se desarrolló desde principios de este siglo y ha estado sujeto a las sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas; las propiedades mecánicas del subsuelo en esta zona representan una condición intermedia entre Lago Virgen y Lago Centro II. Finalmente, el Lago Centro II corresponde con la antigua traza de la ciudad, donde la historia de cargas aplicadas en la superficie ha sido muy variable; esta situación ha provocado que en esta subzona se encuentren las siguientes condiciones extremas: primero, arcillas fuertemente consolidadas por efecto de rellenos y grandes sobrecargas de construcciones aztecas y coloniales; segundo, arcillas blandas asociadas a lugares que han alojado plazas y jardines durante largos períodos de tiempo; y tercero, arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales.

1.3 Estratigrafía de la Zona del Lago.

Los suelos arcillosos blandos son la consecuencia del proceso de depósito y de alteración fisicoquímica de los materiales aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre, donde existían abundantes colonias de microorganismos y vegetación acuática; el proceso sufrió largas interrupciones durante los períodos de intensa sequía, en los que el nivel del lago bajó y se formaron costras endurecidas por deshidratación o por secado solar. Otras breves interrupciones fueron provocadas por violentas etapas de actividad volcánica, que cubrieron toda la cuenca con mantos de arenas basálticas o pumíticas; eventualmente en los períodos de sequía ocurría también una erupción volcánica, formándose costras duras cubiertas por arenas volcánicas. El proceso descrito formó una secuencia ordenada de estratos de arcilla blanda separados por lentes duros de limos arcillo-arenosos, por costras secas y por arenas basálticas o pumíticas producto de las emisiones volcánicas. Los espesores de las costras duras por deshidratación solar tienen cambios graduales debido a las condiciones topográficas del fondo del lago; alcanzan su mayor espesor hacia las orillas del vaso y pierden importancia y, aún llegan a desaparecer, al centro del mismo. Esto último se observa en el vaso del antiguo lago de Texcoco, demostrando que esta región del lago tuvo escasos y breves períodos de sequía.

Ahora corresponde mencionar las características estratigráficas de esta zona del lago:

- a). Costra superficial (CS). Es un estrato integrado por tres substratos, que constituyen una secuencia de materiales naturales cubiertos con un relleno artificial heterogéneo a saber:

Relleno artificial (RA) - se trata de restos de construcción y relleno arqueológico, varía entre 1 y 7 metros.

Suelo blando (SB) - se le puede describir como una serie de depósitos aluviales blandos con lentes de material cólico intercalados.

Costra seca (SS) - se formó como consecuencia de una disminución del nivel del lago, quedando expuestas algunas zonas del fondo a los rayos solares.

- b). Serie arcillosa lacustre superior. El perfil estratigráfico de los suelos del lago, entre la superficie y la llamada capa dura, es muy uniforme; se pueden identificar cuatro estratos principales, acordes con su origen geológico y con los efectos de la consolidación inducida por sobrecargas superficiales y bombeo profundo; estos estratos tienen intercalados lentes duros que se pueden considerar como estratos secundarios. A esta parte se le identificará como serie arcillosa superior y tiene un espesor que varía entre 25 m y 50 m aproximadamente. La estratigrafía anterior entre la superficie y la capa dura se divide en estratos principales y en estratos secundarios. A los primeros pertenecen la costra superficial, las arcillas preconsolidadas superficiales, las arcillas normalmente consolidadas y las arcillas preconsolidadas profundas; mientras que a los segundos pertenecen las capas de secado solar, los lentes de arena volcánica y los lentes de vidrio volcánico.

Arcilla preconsolidada superficial (PCS) - en este estrato superficial, las sobrecargas y rellenos provocaron un proceso de consolidación que transformó a los suelos normalmente consolidados, localizados por debajo de la costra superficial (CS), en arcillas preconsolidadas.

Arcilla normalmente consolidada (NC) - se localiza por debajo de la profundidad hasta la que afectan las sobrecargas superficiales y por arriba de los suelos preconsolidados por el bombeo profundo, abajo indicados. Es importante aclarar que estos suelos se han identificado como normalmente consolidados para las sobrecargas actuales, porque aún estas arcillas han sufrido un proceso de consolidación a partir de su condición inicial.

Arcilla preconsolidada profunda (PCP) - el bombeo para abastecer a la ciudad de agua potable ha generado un fenómeno de consolidación, más significativo en las arcillas profundas que en las superficiales.

Lentes duros (LD) - los estratos de arcilla están interrumpidos por lentes duros que pueden ser costras de secado solar, arena o vidrio (pómez) volcánicos; estos lentes se utilizan como marcadores de la estratigrafía.

- c). Capa dura. Es un depósito limo-arenoso con algo de arcilla y ocasionales gravas, con una cementación muy heterogénea; su espesor es variable, desde casi imperceptible en la zona central del lago que no llegó a secarse, hasta alcanzar unos 5 metros en lo que fueron las orillas del lago. Este estrato se desarrolló hace 100 000 años, en un lapso interglacial.
- d). Serie arcillosa lacustre inferior. Es una secuencia de estratos de arcilla separados por lentes duros, en un arreglo semejante al de la serie arcillosa superior; el espesor de este estrato es de unos 15 metros al centro y prácticamente desaparece en sus orillas. La información disponible de este estrato es muy reducida, como para intentar una descripción más completa.
- e). Depósitos profundos. Son una serie de arenas y gravas aluviales limosas, ce

mentadas con arcillas duras y carbonatos de calcio; la parte superior de estos depósitos, de unos 5 m, está más endurecida, abajo de la cual se encuentran estratos menos cementados y hasta arcillas preconsolidadas.

En la tabla I.1, aparecen los espesores medios de los estratos de las subzonas del lago y se observan ciertas diferencias que existen entre las citadas subzonas, debido a las condiciones mencionadas en párrafos anteriores.

Tabla I.1 Estratigrafía de las subzonas del Lago

Estrato*	Lago Virgen	Lago Centro I	Lago Centro II
	Espesor en m.	Espesor en m.	Espesor en m.
Costra superficial	1.0-2.5	4-6	6-10
Serie arcillosa superior	38-40	20-30	20-25
Capa dura	1-2	3-5	3-5
Serie arcillosa inferior	15-30	8-10	6-8

* En orden de aparición a partir de la superficie.

I.4 Propiedades índice de los suelos de la zona del lago.

Las propiedades índice son el conjunto de adjetivos calificativos de una masa de suelo (en este caso de las arcillas de la zona del lago), indicativos de sus

propiedades de resistencia, deformabilidad y permeabilidad. Tales adjetivos pueden ser cualitativos o cuantitativos.

A continuación se exponen dichas propiedades de los suelos de la zona en estudio:

El contenido de agua o humedad natural se define como la relación entre el peso del agua y el peso de los sólidos contenidos en una muestra de suelo, se representa por el símbolo W y se expresa regularmente en porcentaje. Esta propiedad es una de las características más expresivas de las arcillas del Valle de México y sus valores normales son de 500-600%. Sin embargo, en las arcillas japonesas se han registrado contenidos de agua de 1200-1400%.

La densidad de sólidos es la relación de los pesos específicos de los sólidos y del agua a 4°C de temperatura, empleando las letras S_s para expresarla en forma breve. Los valores de esta característica están comprendidos entre 2.00 y 2.10.

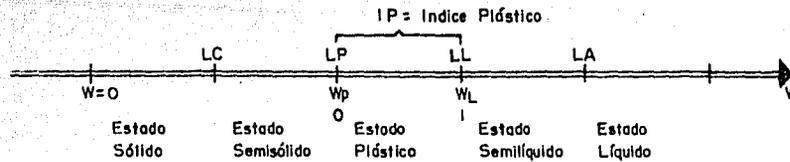
A la relación de vacíos se le conoce como la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de los sólidos de un suelo, se representa por el símbolo e . En la práctica no suelen hallarse valores menores de 0.25 (arenas muy compactadas con finos) no mayores de 15, en el caso de algunas arcillas altamente compresibles.

Se llama porosidad de un suelo a la relación entre su volumen de vacíos y el volumen de su masa, se representa por la letra n y se expresa como porcentaje. Los valores reales de la porosidad suelen oscilar entre 20% y 95%, correspondiendo los valores más altos a los suelos finos como las arcillas.

El grado de saturación de un suelo se define como la relación entre su volumen de agua y el volumen de sus vacíos, suele representarse por las letras G_w y expresarse también en porcentaje. Esta característica tiene valores que oscilan entre 0 y 100. Particularmente a las arcillas del Valle de México le corresponden los valores de 100, debido a que se encuentran en un estado saturado.

El peso específico de la masa del suelo es por definición la relación entre el peso del suelo y el volumen de la muestra del suelo. Esta característica se representa por los símbolos γ_m y se expresa en ton/m^3 . En la práctica se tiene valores de 1.1 a 1.6 para las arcillas, mientras las arenas alcanzan valores mayores a éstos, por ejemplo una arena bien graduada tiene un valor de 2.3 ton/m^3 .

La plasticidad es una propiedad que presentan los suelos finos (en este caso -- las arcillas) de poder deformarse hasta cierto límite sin romperse. Para poder definir los límites de plasticidad (límite líquido y límite plástico) es necesario partir de la figura 1.5.



U N A M	TESIS PROFESIONAL
	LÍMITES DE ATERRIQUO.
ENEP ACATLAN	ENERO 1988
	FIGURA I.5

De acuerdo a su contenido de agua en orden creciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los anteriores estados de consistencia, definidos por Atterberg. De esta manera, la frontera convencional entre los estados semilíquido y plástico es llamado límite líquido (LL), al cual corresponde un cierto contenido de agua (W_L). Mientras que la frontera entre los estados plástico y semisólido se define como límite plástico (LP), también al cual corresponde un contenido de agua (W_P). A las fronteras anteriores, que definen el intervalo plástico del suelo se les llama límites de plasticidad.

El índice plástico (IP) se define como el intervalo de contenidos de agua donde el suelo exhibe propiedades plásticas, y se expresa de la siguiente forma:

$$IP = W_L - W_P = LL - LP \quad \dots (I.1)$$

El índice de liquidez (IL) se define como la relación que existe de la diferencia entre el contenido de agua natural menos el límite plástico y el índice de plasticidad, su expresión es la siguiente:

$$IL = \frac{W - W_P}{IP} = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} \quad \dots (I.2)$$

El índice de liquidez puede tener los siguientes valores numéricos:

Quando $IL = 0$	El suelo está en la frontera entre plástico y semisólido.
Quando $IL < 0$	El suelo se encuentra en estado sólido o semisólido.
Quando $0 < IL < 1$	El suelo está en el rango plástico.
Quando $IL = 1$	El suelo está en la frontera entre plástico y semilíquido.
Quando $IL > 1$	El suelo se localiza en estado semilíquido o líquido.

El índice de liquidez es un indicativo de la consistencia del suelo. Esta consistencia se califica en la tabla I.2 como:

Tabla I.2 Consistencia de las arcillas

Consistencia	No. de golpes, N	Resistencia a la compresión simple, q_u (kg/cm ²)
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2-4	0.25-0.50
Media	4-6	0.50-1.00
Firme	8-15	1.00-2.00
Muy firme	15-30	2.00-4.00
Dura	> 30	> 4.00

Puede observarse en la tabla anterior que, prácticamente, el valor de q_u en kg/cm² se obtiene dividiendo entre 8 el número de golpes. Sin embargo, cabe mencionar que las correlaciones de la tabla I.2 sólo deben usarse como norma tosca de criterio, pues los resultados prácticos han demostrado que pueden existir serias dispersiones y, por lo tanto, las resistencias obtenidas por este procedimiento no deben servir de base para proyecto. También en esa misma tabla se puede observar que el número de golpes que se requiere por la prueba de penetración standard para penetrar una arcilla blanda es del orden de 2 a 4 golpes, mientras que para penetrar una arena suelta se requieren de 5 a 10 golpes y obviamente este suelo tiene una mayor resistencia a la compresión simple.

I.5 Propiedades mecánicas de los suelos de la zona del lago.

Las propiedades mecánicas son el conjunto de valores numéricos que indican la resistencia y deformabilidad de una masa.

Se ha observado que en las propiedades mecánicas de los suelos, particularmente en las zonas del Lago y de Transición, ocurre una constante evolución, notándose una disminución de la compresibilidad y un aumento de la resistencia al esfuerzo cortante, fenómenos que ocurren en pocos años, y aún en meses a consecuencia de: el bombeo profundo para el abastecimiento de agua potable, el efecto de sobrecarga de antiguos rellenos superficiales, el peso de las estructuras y el abatimiento del nivel freático por bombeo superficial para la construcción de cimentaciones y mantenimiento de sótanos. Todo esto hace que la información previa sobre las propiedades mecánicas de los suelos únicamente deba tomarse como una guía, y que siempre será necesario actualizar el conocimiento del subsuelo mediante estudios geotécnicos confiables, ya que las arcillas de la zona del lago no dejan ser altamente compresibles, y de baja resistencia.

Desde luego que el problema principal con el que se enfrenta el proyectista estructural en el Valle de México es, en general, el de los asentamientos que inducen las sobrecargas y su efecto en la estructura misma y en las estructuras vecinas; sin embargo, el problema de la resistencia del subsuelo es también digno de consideración, dado que se refleja de un modo directo en la capacidad de carga que es, claro está, otra cuestión de importancia.

Los parámetros ϕ y C se utilizan para estimar la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo de acuerdo a la siguiente expresión:

$$S = C + \bar{\sigma} \tan \phi \dots (I.3)$$

Donde:

S = resistencia al esfuerzo cortante, en ton/m²

C = cohesión del suelo, en ton/m²

$\bar{\sigma}$ = esfuerzo efectivo, en ton/m²

ϕ = ángulo de fricción interna, en grados

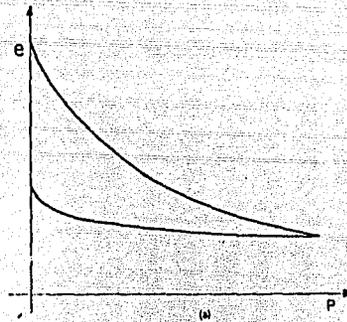
Los valores anotados en la tabla I.3 son las propiedades medias de los estratos de las tres subzonas de la zona del lago.

Tabla I.3 Parámetros de resistencia

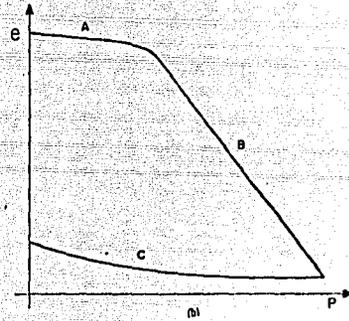
Estrato*	Lago virgen		Lago Centro I		Lago Centro II	
	C	ϕ	C	ϕ	C	ϕ
Costra superficial	1.0	20	4	25	4	25
Serie arcillosa superior	0.5-1.0	-	1-2	-	3	-
Capa dura	0-10	25-36	0-10	25-26	0-10	25-36
Serie arcillosa inferior	3-4	-	5-8	-	6-12	-

* En orden de aparición a partir de la superficie.

Dadas las formas típicas que presentan las curvas de compresibilidad (fig. I.6) de los materiales del Valle se distinguen los siguientes coeficientes: se defi-



Escala Aritmética



Escala Semi-logaritmica

U N A M	TESIS PROFESIONAL
	FORMA TÍPICA DE COMPRESIBILIDAD EN SUELOS COMPRESIBLES.
ENEP ACATLAN	ENERO 1988
	FIGURA 1.6

ne como coeficiente de compresibilidad (a_v) al cociente del decremento Δe en la relación de vacíos y de su respectivo incremento Δp en la presión aplicada. En el sentido matemático de este concepto resulta claro si se tiene presente la curva de compresibilidad, que el coeficiente de compresibilidad representa en módulo, la pendiente de la curva de compresibilidad, en escala natural, en el punto de que se trate. Pero físicamente, este coeficiente mide la razón de variación de la relación de vacíos con la presión, por lo tanto un a_v alto caracteriza a un suelo muy compresible, mientras que uno bajo es propio de un suelo no susceptible de grandes cambios de volumen, cuando la presión aumenta. Además se aprecia que a_v varía con $\Delta \bar{p}$ y que también depende de P_0 . Entonces para una diferencia de presión dada, el valor del coeficiente de compresibilidad disminuye a medida que la presión aumenta.

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p} \dots (I.4)$$

Se denomina coeficiente de compresibilidad volumétrica a la siguiente expresión:

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_0} \dots (I.5)$$

donde:

a_v = coeficiente de compresibilidad

e_0 = relación de vacíos inicial del suelo

Y representa físicamente la compresión de la arcilla por unidad de espesor original bajo la influencia de un aumento unitario de presión.

El índice de compresibilidad (C_c) es un coeficiente adimensional que representa la tangente del ángulo de inclinación de la parte recta del tramo B (fig. 5.b). Sus expresiones pueden ser:

$$C_c = \frac{\Delta e}{\log \bar{p} - \log \bar{p}_0} \quad \dots \text{ (I.6)}$$

$$e = e_0 - C_c \log \frac{\bar{p}_0 + \Delta \bar{p}}{\bar{p}_0} \quad \dots \text{ (I.7)}$$

Al contrario de lo que ocurre con a_v y m_v , que disminuyen rápidamente al aumentar los valores de la presión \bar{p}_0 , el coeficiente C_c es una constante y la ecuación (I.7) que la contiene es válida dentro de un intervalo grande de presiones.

El índice de compresión es un valor que se aplica bastante en el cálculo de asentamientos de estructuras para arcillas normalmente consolidadas y puede ser estimado, en forma aproximada utilizando la expresión siguiente:

$$C_c = 0.009 (LL - 10) \quad \dots \text{ (I.8)}$$

Donde:

LL = Límite líquido

La compresibilidad de los suelos puede expresarse así:

baja - C_c de 0.0	0.19
media - C_c de 0.2	0.39

alta - Cc de 0.4 o más

El módulo de deformación o elasticidad (M) de una arcilla se define como la pendiente del tramo recto de las curvas esfuerzo-deformación, pertenecientes a especímenes inalterados; de acuerdo con un número elevado de pruebas realizadas, su valor se encuentra comprendido entre 10 y 60 kg/cm² para contenidos de agua natural del intervalo $50 \leq W \leq 600\%$.

Marsal y Mazari realizaron un análisis estadístico de los resultados obtenidos por pruebas efectuadas, con muestras extraídas del subsuelo del Valle de México; con el doble objeto de presentar en forma concisa los numerosos datos registrados y describir posibles relaciones entre las propiedades de esos suelos. Para tal fin trazaron los polígonos de frecuencia de las propiedades índice y mecánicas, obteniendo así, los valores medios de éstas.

En la tabla I.4 se muestran tales valores que corresponden a las formaciones arcillosas superior e inferior del subsuelo del Valle de México. También se visualiza que comparando todas las propiedades de ambas formaciones arcillosas, resulta que la capa arcillosa inferior presenta condiciones más favorables (menos críticas) para el apoyo de cimentaciones profundas; debido a que dicha capa tiene mayor resistencia y es menos compresible y por lo tanto menos deformable que la capa arcillosa superior. Como consecuencia, los asentamientos que se pueden generar por efecto de aplicar una carga son menores en comparación con los originados por la misma carga aplicada en la capa arcillosa superior.

Tabla I.4. Propiedades índice y mecánicas de las formaciones arcillosas superior e inferior.

PROPIEDAD	Formación arcillosa superior		Formación arcillosa inferior	
	Valor medio	Error estándar	Valor medio	Error estándar
Contenido de agua natural, w , en %	281.2	± 1.3	191.8	± 2.3
Densidad de sólidos, s_s	2.419	± 0.001	2.409	± 0.004
Relación de vacíos inicial, e_i	6.90	± 0.03	4.74	± 0.06
Límite líquido, LL, en %	289.1	± 1.5	212.9	± 2.3
Límite plástico, LP, en %	85.3	± 0.3	68.8	± 0.6
Índice de plasticidad, I_p	203.9	± 1.3	142.9	± 2.0
Resistencia a la compresión simple, q_u , en kg/cm ²	0.73	± 0.01	1.56	± 0.03
Módulo de deformación, M , en kg/cm ²	30.7	± 0.3	67.7	± 1.6
Coefficiente de compresibilidad medio en recompresión, a_{vm} , en cm ² /kg	0.745	± 0.019	0.223	± 0.019
Coefficiente de compresibilidad en el intervalo de preconsolidación, a_{vp} , en cm ² /kg	1.621	± 0.035	0.460	± 0.036
Coefficiente de compresibilidad máximo, a_{vms} , en cm ² /kg	2.285	± 0.047	0.662	± 0.047
Índice de compresibilidad para la carga m_c	0.470	± 0.003	0.518	± 0.012
Índice de compresibilidad para la descarga m_s	0.053	± 0.0005	0.044	± 0.0013
Carga de preconsolidación, p_c , en kg/cm ²	1.37	± 0.02	2.61	± 0.07
Presión en que el coeficiente de compresibilidad es máximo, p_m , en kg/cm ²	1.65	± 0.02	3.10	± 0.11
Relación de vacíos en que el coeficiente de compresibilidad es máximo, e_m	5.83	± 0.06	4.12	± 0.13
Coefficiente de consolidación medio en recompresión, c_{vm} , en 10 ⁻³ cm ² /seg	6.62	± 0.19	11.19	± 0.63
Coefficiente de consolidación en el intervalo de preconsolidación, c_{vp} , en 10 ⁻³ cm ² /seg	1.61	± 0.10	3.33	± 0.52
Coefficiente de consolidación en el tramo "virgen" c_{vs} , en 10 ⁻³ cm ² /seg	0.52	± 0.05	0.69	± 0.23

1.6 Hundimiento general del Valle de México.

Paralelamente al desarrollo extraordinario de la Ciudad de México en los últimos 50 años, se observa la ocurrencia de un fenómeno de trascendental importancia, el hundimiento general, que provoca graves trastornos al funcionamiento de las instalaciones municipales y serios problemas de estabilidad a las construcciones de toda índole asentadas en el fondo del antiguo lago de Texcoco.

En la actualidad, las líneas de drenaje se dislocan por la alteración de sus pendientes y es causa de inundaciones en distintas zonas de la urbe en temporadas de lluvias. Mientras que, los edificios sustentados por pilotes y aún algunos cimentados superficialmente, que en el pasado habían tenido un buen comportamiento, muestran asentamientos diferenciales de importancia que ponen en peligro su integridad. Tales hundimientos de las estructuras se observan con frecuencia en la zona del lago. La Catedral Metropolitana, el Palacio de Bellas Artes y el Palacio de Minería son ejemplos notorios de este fenómeno.

La causa fundamental del hundimiento del Valle de México es el intenso bombeo que últimamente se ha efectuado en los acuíferos del subsuelo de la Ciudad de México, para el abastecimiento de agua potable. Al extraer el agua del subsuelo se acelera el proceso de consolidación de los diferentes estratos de arcilla, originando un hundimiento de estas capas del subsuelo. Esto trae como consecuencia ciertos efectos perjudiciales en los distintos tipos de cimentaciones. Por ejemplo en las cimentaciones superficiales tales como zapatas se generan asentamientos diferenciales que afectan a las estructuras apoyadas sobre éstas. En los pilotes de punta se visualiza otro problema, ya que estos elementos están apoyados en un estrato resistente y permanecen comparativamente fijos respecto a los suelos blandos (arcillas compresibles), las cuales se consolidan, tendien-

do a bajar a lo largo de los fuste de los pilotes de punta. Esta tendencia induce esfuerzos de fricción en el fuste de los pilotes, que por su sentido descendente sobrecargan a éstos al colgarse materialmente el suelo circunvecino de los pilotes. Si éstas cargas no han sido consideradas en el diseño, pueden llegar a producir el colapso del pilote por penetración en el estrato resistente. Este es el fenómeno de fricción negativa en los pilotes de punta. Cuando éstos pilotes soportan la sobrecarga inducida, la estructura apoyada sobre éstos elementos parece emerger sobre la superficie del terreno, con lo que fácilmente producirá daños a estructuras vecinas.

CAPITULO II

DESCRIPCION DEL CONCEPTO DE CIMENTACIONES PARCIALMENTE COMPENSADAS CON PILOTOS DE FRICCION.

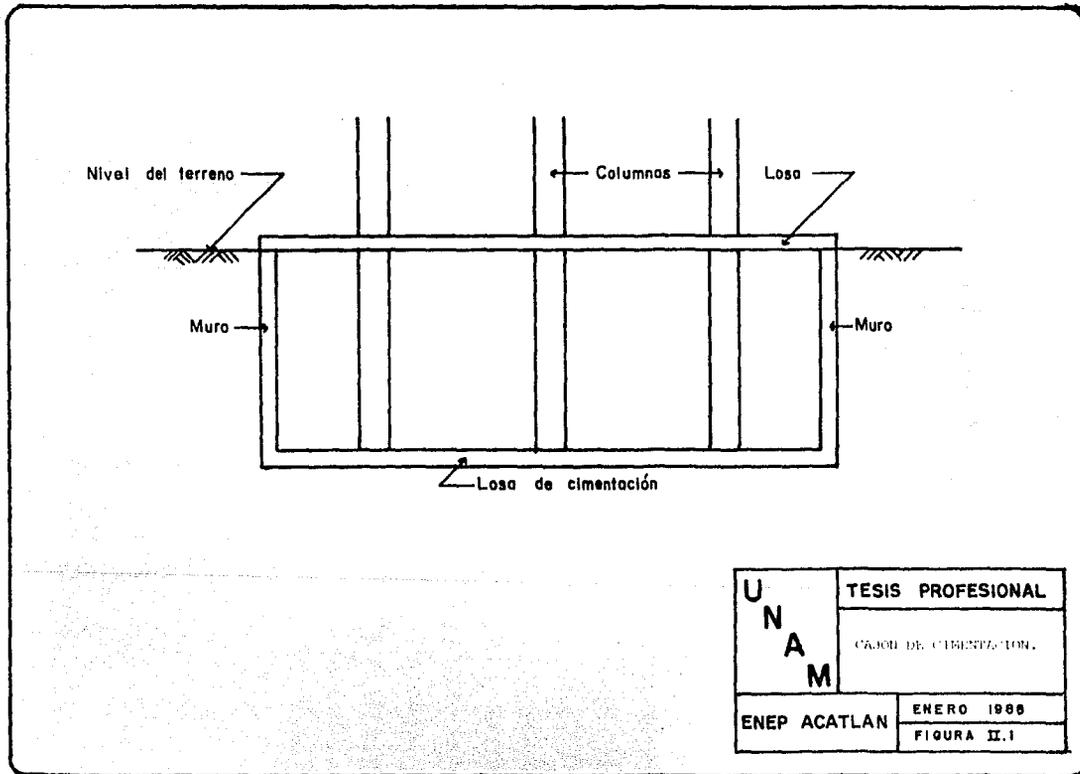
El objeto que debe cumplir una cimentación es transmitir la carga a un estrato del terreno, dando seguridad contra falla del suelo, limitando el hundimiento medio, así como los hundimientos diferenciales, con el fin de no dañar la estructura que sobre ella se apoya así como a elementos estructurales y no estructurales. En algunas regiones se debe limitar la tendencia al volteo ante la acción de carga lateral (empuje del suelo, viento, sismo, etc.).

II.1 Descripción del concepto de cimentaciones parcialmente compensadas con pilotes de fricción.

En depósitos de suelos que presentan características de compresibilidad mediana, alta o muy alta y de baja capacidad de carga, las cimentaciones compensadas son las indicadas a utilizarse. Este tipo de cimentación requiere un cajón de cimentación monolítico como el mostrado en la figura II.1, el cual usualmente se diseña con una estructuración rígida; como consecuencia los asentamientos diferenciales son muy fácilmente controlados.

En general, una cimentación compensada es aquella en que el incremento neto de esfuerzo en el contacto cimentación-suelo es menor que la presión debida al peso total de la estructura. Esto se logra mediante una excavación en la que se aloja un cajón de cimentación de peso menor que el del volumen total de suelo excavado.

Si la carga total impuesta por la estructura sobre el área de cimentación es mayor, igual o menor que el peso del suelo excavado, la cimentación resultante se



U N A M	TESIS PROFESIONAL
	CÁLULO DE CIMENTACIÓN.
ENEP ACATLAN	ENERO 1988
	FIGURA II.1

llama parcialmente compensada, totalmente compensada o sobrecompensada; estas cimentaciones pueden expresarse en las siguientes ecuaciones:

Condición	Cimentación
$W_{ex} < W_T$... (II.1)	Parcialmente compensada
$W_{ex} = W_T$... (II.2)	Totalmente compensada
$W_{ex} > W_T$... (II.3)	Sobrecompensada

Donde:

W_{ex} = peso del suelo excavado

W_T = peso total de la estructura

Así en el primer caso, el incremento medio de presión en el área de desplante es positivo, pero inferior a la presión de contacto cimentación-suelo; en el segundo, el incremento medio de presión sobre la superficie de desplante es nulo, y en el tercer caso se tiene al nivel de desplante, un decremento de presión — con respecto a la que originalmente soportaba el suelo.

Las cimentaciones compensadas han sido particularmente utilizadas para evitar asentamientos en suelos altamente compresibles, pues teóricamente, los eliminan por no dar al terreno ninguna sobrecarga.

Sin embargo, como el proceso de carga no es simultáneo con el de descarga, resultado de la excavación, tienen lugar expansiones en el fondo de ésta, que se traducen en asentamientos cuando por efecto de la carga de la estructura, dicho fondo regresa a su posición original. Así, los problemas principales de una cimentación compensada emanan de la excavación necesaria, generalmente profunda.

Los cajones de cimentación parcialmente compensados representan una alternativa útil cuando el diseño sin compensación da lugar a un factor de seguridad bajo - contra falla por capacidad de carga o a asentamientos excesivos. En este sentido, el principio de compensación puede usarse no solo en cimentaciones de contacto, sino también en combinación con pilotes.

Cuando una cimentación compensada como la descrita en párrafos anteriores no es suficiente para soportar las cargas de una edificación con los asentamientos tan tales permisibles, en el caso del diseño de una cimentación con suficiente rigidez para evitar los asentamientos diferenciales perjudiciales cerca de la propia cimentación, los pilotes de fricción serán usados además del concepto de compensación. Los pilotes de fricción son aquellos que transmiten la carga al subsuelo principalmente por fricción desarrollada a lo largo de su superficie lateral de contacto (fuste) con el terreno. En la Ciudad de México es particularmente frecuente la combinación de compensación parcial y pilotes de fricción. Este caso se presenta en depósitos de suelos (formaciones arcillosas) con características de compresibilidad alta o muy alta que se extienden a grandes profundidades.

Los pilotes reforzarán la parte superior del subsuelo donde se encuentra una compresibilidad más alta. Los pilotes hacen las veces de un refuerzo para el suelo. Dependiendo del perfil y las propiedades mecánicas del subsuelo, la función más importante de ese refuerzo será aumentar la capacidad de carga o reducir los asentamientos bajo condiciones de trabajo. En cualquier caso, el objetivo se cumple mediante la transferencia de esfuerzos del nivel de desplante de la subestructura a niveles inferiores.

En la Ciudad de México, la función de los pilotes de fricción como sistema de cimentación es casi siempre la reducción de asentamientos, al menos en los ca-

tos de estructuras urbanas ordinarias. Sólo en construcciones que transmiten a la cimentación incrementos netos de carga por unidad de área muy altos, la necesidad de incrementar la capacidad de carga puede ser prioritaria a la de reducir asentamientos.

Por lo tanto, una cimentación parcialmente compensada con pilotes de fricción es aquella en que el peso de la excavación compensa únicamente una parte del peso de la estructura, en tanto el restante se toma con pilotes de fricción, que transmiten la carga hasta niveles profundos del subsuelo donde se garantiza el apoyo de la estructura.

II.2 Análisis de este tipo de cimentaciones.

El análisis de una cimentación parcialmente compensada con pilotes de fricción se inicia con la selección de aquellos elementos constructivos que sean compatibles con la estratigrafía y propiedades mecánicas de los suelos del sitio, a partir del cual se define la profundidad de cimentación, se dimensionan los elementos elegidos (pilotes y cajón), además se recomiendan los procedimientos constructivos más adecuados y se hace una predicción del comportamiento de la cimentación.

Cabe mencionar que debido a la influencia determinante que tienen los procedimientos constructivos en el comportamiento de cimentaciones profundas, deberá concedérsele importancia significativa a la labor de supervisión de los aspectos técnicos durante la construcción. Por otra parte, siempre será recomendable efectuar pruebas de carga para verificar la validez del diseño, ya que el mejor

método de cálculo todavía no es tan confiable como una prueba en el sitio.

También es conveniente tener presente que durante el diseño de una cimentación se pueden cometer errores, que de acuerdo con Peck, pueden ser entre otros, los siguientes:

- a). La carga supuesta es errónea.
- b). Las condiciones del suelo son diferentes de las previstas en el diseño.
- c). La teoría utilizada para los cálculos es imprecisa o inadecuada.
- d). Los defectos en la construcción de la cimentación pueden invalidar el diseño, aún cuando el conocimiento de cargas, condiciones del suelo y teorías sea virtualmente perfecto.

En términos generales, toda cimentación debe diseñarse para satisfacer dos requisitos esenciales:

- a). Tener un factor de seguridad contra falla última.
- b). 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; por tanto, es necesario calcular la capacidad de carga como el asentamiento probable de la cimentación. Obviamente, la influencia del tipo de suelo es evidente; así, en un estrato de arena densa o mediana, en el que los asentamientos son generalmente pequeños, el criterio de asentamiento ra-

ra vez será el decisivo. Por el contrario, en cimentaciones apoyadas en estratos de arcilla blanda, los asentamientos normalmente serán el factor gobernante.

La capacidad de carga de una cimentación profunda se puede decir que 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.

Finalmente, el proyectista debe tener conocimiento de los distintos tipos de pilotes, de cómo transmiten y distribuyen las cargas en el subsuelo, así como de los procedimientos constructivos que convenga aplicar. De lo anterior, se concluye que el análisis y diseño geotécnico de una cimentación parcialmente compensada con pilotes de fricción debe comprender las siguientes etapas de trabajo:

Primera etapa, investigación geotécnica; los métodos de exploración del subsuelo para estimar el carácter de los depósitos naturales, así como las pruebas de laboratorio necesarias 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 generalmente similares a los empleados en otros tipos de cimentaciones (ver capítulo III). Debe considerarse en el análisis, -- que la instalación de los pilotes de fricción altera los esfuerzos iniciales, -- la resistencia al corte y las propiedades de deformación de la masa de suelo; -- cuando se trata de pilotes hincados, las propiedades del suelo gobiernan la capacidad de carga y el asentamiento pueden resultar muy diferentes de las condiciones originales.

Segunda etapa, selección del tipo de pilotes (convencionales de concreto reforzado, segmentados de concreto simple, concreto pretensado); la definición preli

minar del tipo de pilote más adecuado se debe efectuar con base en el estudio -- de las condiciones de apoyo, los principios de la Mecánica de Suelos y en la -- experiencia local en este tipo de cimentaciones; en cada caso, deberá además -- considerarse el equipo de construcción disponible y las restricciones prácticas impuestas por la localización de la obra, como colindancia y accesos. A partir_ de esta información, podrán definirse uno o varios procedimientos constructivos económicamente factibles, que deberán estudiarse en detalle, para finalmente -- elegir el más adecuado.

Tercera etapa, determinación preliminar de la longitud y capacidad de carga; en la etapa preliminar de un proyecto se define tentativamente el tipo, longitud, _ separación entre elementos de cimentación y capacidad de carga individual y de_ grupo de los pilotes, para estimar los costos probables de la cimentación y juz_ gar la conveniencia de realizar pruebas de carga antes del diseño final o duran_ te la etapa de construcción.

La determinación preliminar de las características de los elementos de cimenta_ ción también puede hacerse estudiando la historia de estructuras existentes ci_ mentadas con pilotes que se localicen en la vecindad de la estructura por cons_ truir. En este caso se deben comparar las similitudes de dichas estructuras con la propuesta, en lo referente al tamaño y geometría, condiciones de carga y ti_ pos de suelo; en las zonas donde prevalozcan condiciones de cimentación simila_ res, siempre debe tomarse en cuenta la práctica empleada a través de los años.

Cuarta etapa, verificación de la segunda y tercera etapa empleando los datos ob tenidos de pruebas de carga estáticas y dinámicas.

II.2.a Capacidad de carga.

La capacidad de carga de una cimentación se define de acuerdo con dos criterios fundamentales:

- a). 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.
- b). 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.

Debe enfatizarse que la magnitud de la capacidad de carga con cualquiera de los dos criterios arriba mencionados, depende tanto de las propiedades mecánicas -- del suelo en que se apoyan los pilotes, como del tamaño y forma del área cargada y del tipo de subestructura. Para definir la capacidad de carga de una cimentación se recomienda:

- a). Estudiar los registros de comportamiento de cimentaciones con características similares.
- b). Determinar teóricamente la capacidad de carga última y los asentamientos -- que se podrán presentar.
- c). Realizar pruebas de carga de pilotes del tipo que se propone utilizar.

Para las cimentaciones parcialmente compensadas con pilotes de fricción, se deberá verificar que la capacidad de carga bajo solicitaciones verticales cumpla con la siguiente ecuación (Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 1976):

$$\sum (Q F_c) \leq R \quad \dots \text{(II.4)}$$

donde:

$\sum (Q F_c)$ = suma de las acciones verticales a tomar en cuenta para la combinación de cargas más desfavorables, afectadas individualmente por sus respectivos factores de carga F_c , entre estas acciones se incluirá, en su caso, la fricción negativa.

R = menor de los siguientes valores:

- a). Suma de las capacidades de carga de los pilotes individuales.
- b). Capacidad de carga de una pila equivalente a la envolvente del conjunto de pilotes.
- c). Suma de las capacidades de carga de los diversos grupos de pilotes en que pueda subdividirse la cimentación.

Los valores de F_c dependerán del grado de confiabilidad con que se estime cada una de las solicitaciones verticales.

En cada caso se aplicará a las capacidades de carga última netas estimadas, los factores de resistencia correspondiente:

$F_r \leq 0.70$ para la componente de resistencia por adherencia lateral pilote-suelo en arcillas

$F_r \leq 0.45$ para la componente de resistencia por fricción lateral en arena

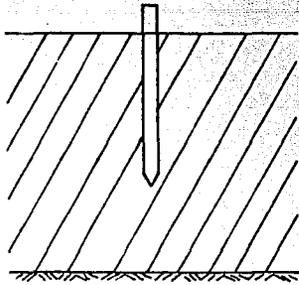
Para los casos a y c, será admisible tomar en cuenta la capacidad de carga del suelo en contacto con la subestructura. La contribución a la capacidad de carga por contacto subestructura-suelo se calculará mediante las fórmulas aplicables a losas de cimentación. El área de contacto considerada no incluirá el área transversal de los pilotes o grupos de pilotes según el caso. El factor de resistencia no será mayor que 0.7.

A continuación se presentan los procedimientos de cálculo de capacidad de carga para las cimentaciones con pilotes de fricción sujetas a carga estática axial (ref. 5). La aplicación de la ecuación II.4 para definir la capacidad de carga de un pilote de fricción se presenta en 4 casos (fig. II.2):

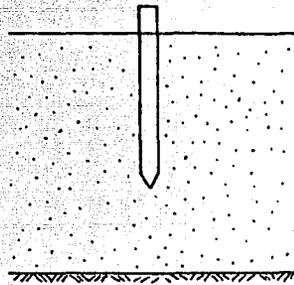
"Caso I Pilotes de fricción en suelos cohesivos (arcillosos)": la práctica general para evaluar la capacidad de carga de pilotes en arcilla es aplicar el enfoque de esfuerzos totales, es decir, tomar como base la resistencia al corte no drenada de la arcilla C_u ; para ello se han desarrollado correlaciones empíricas entre C_u , la resistencia por punta y la fricción lateral de un pilote, aunque no han demostrado en forma definitiva su confiabilidad. Por lo anterior, algunos autores han propuesto el análisis en función de esfuerzos efectivos como método alternativo de cálculo.

a). Capacidad de carga en arcilla con $C_u < 10 \text{ ton/m}^2$; un pilote hincado en una arcilla cuya resistencia al corte no drenada es menor de 10 ton/m^2 deriva - su capacidad de carga casi totalmente de la adherencia o fricción lateral.

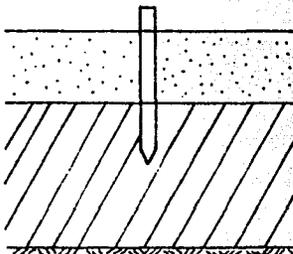
a.1). Esfuerzos totales; es muy común calcular la capacidad de carga última



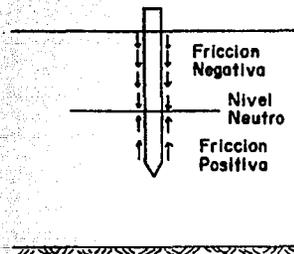
CASO I



CASO II



CASO III



CASO IV

U N A M	TESIS PROFESIONAL
	<small>UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO</small> <small>INSTITUTO DE INVESTIGACIONES Y ENGENNERIA</small>
ENEP ACATLAN	ENERO 1988
	FIGURA II.2

Q_u de un pilote hincado en una arcilla saturada homogénea con la siguiente fórmula:

$$Q_u = \alpha C_u A_s \dots (II.5)$$

donde:

α = factor de adherencia determinado de la figura II.3 para distintas condiciones de hincado.

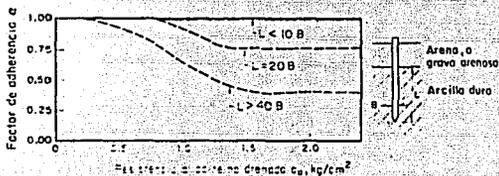
C_u = resistencia al corte no drenada promedio del suelo a lo largo del fuste, en ton/m²

A_s = área lateral del fuste del pilote, en m²

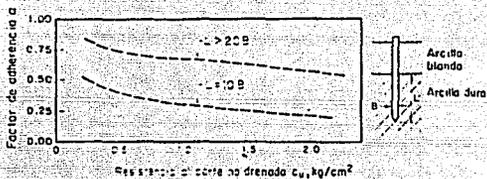
Los valores de α oscilan dentro de límites amplios y disminuyen rápidamente al aumentar la resistencia al corte; para pilotes hincados α varía en promedio de aproximadamente la unidad para arcilla blanda a 0.5 o menos en arcillas duras.

La capacidad de carga que resulte de la ecuación II.5 se debe confirmar con pruebas de carga.

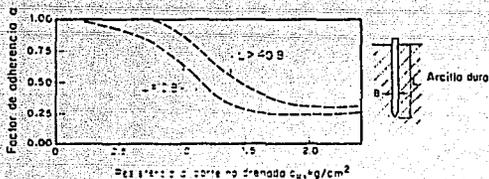
- a.2). Esfuerzos efectivos; inmediatamente después del hincado del pilote, la adherencia está dada prácticamente por la resistencia al corte no drenada de la arcilla remoldeada. Sin embargo, en etapas subsiguientes y sobretodo al final de la construcción de la cimentación, la fricción lateral de los pilotes estará gobernada por los parámetros efectivos de resistencia al corte drenada C' y ϕ' , de la arcilla remoldeada que ha fallado muy cerca del fuste. En el caso de una arcilla saturada, la fricción lateral última se puede calcular aproximadamente a



a) Pilotes hincados a través de arenas o gravas arenosas hasta la arcilla dura



b) Pilotes hincados a través de arcilla blanda hasta la arcilla dura



c) Pilotes hincados arriba de la arcilla dura

NOTAS:

1. Los gráficos no son aplicables a secciones H o en cruz ni a pilotes con forma de "T", "T" invertidos o excavados.
2. El factor de adherencia no deberá ser menor de 2.5 excepto para diseños basados en resultados confiables de pruebas de carga.

U N A M	TESIS PROFESIONAL
	FACTOR DE ADHERENCIA PARA DISTINTAS CONDICIONES DE HINCAPO DE PILES EN AR- CILLA DURA.
ENEP ACATLAN	ENERO 1988
	FIGURA II.3

partir de la resistencia al corte drenada del suelo remoldeado suponiendo que la cohesión es nula. Por tanto, la adherencia sólo dependerá del ángulo de fricción efectiva ϕ' entre la arcilla y el fuste del pilote; la capacidad de carga última Q_u se calcula entonces con la siguiente expresión:

$$Q_u = A_s (ts)_p \quad \dots \text{(II.6)}$$

donde:

A_s = área lateral del fuste del pilote, en m^2

$(ts)_p$ = fricción lateral efectiva promedio a lo largo del fuste, en ton/m^2

El valor promedio de ts se calcula a partir de los valores de la fricción lateral determinados a distintas profundidades a lo largo del fuste del pilote, suponiendo que:

$$ts = p_o' K_o \tan \phi' \quad \dots \text{(II.7)}$$

en la que p_o' es la presión efectiva por sobrecarga a la profundidad considerada y K_o es el coeficiente de empuje de tierras en reposo. Este método implica conocer K_o y ϕ' , siendo ambos parámetros difíciles de determinar. Sin embargo, resultados disponibles de pruebas indican que, para arcillas con C_u menor de $10 \text{ ton}/m^2$, poco preconsolidadas, el factor $K_o \tan \phi'$ varía entre 0.25 y 0.40.

Para fines de diseño se puede usar un valor típico de 0.3 por lo que:

$$t_s = 0.3 p_o' \quad \dots \text{ (II.8)}$$

Para obtener la capacidad de carga permisible del pilote se recomienda aplicar un factor de seguridad mínimo de 2.5, siempre y cuando se realicen pruebas de carga durante la construcción de la cimentación. De no hacer pruebas de carga, se deberá emplear un factor de seguridad mínimo de 3.

- b). Capacidad de carga en arcilla con $C_u > 10$ ton/m²; un pilote hincado en arcilla que tenga una resistencia al corte no drenada mayor de 10 ton/m², deriva su capacidad de carga tanto de la adherencia o fricción lateral como de la resistencia por punta.

La fricción lateral de este pilote no puede estimarse confiablemente, ya que se conoce poco sobre el efecto del hincado en la adherencia y sobre el área de contacto efectiva final entre arcilla y pilote. Sin embargo, para un diseño preliminar puede usarse la relación mostrada en la figura II.3.

La componente de resistencia por punta se puede calcular con alguno de los métodos convencionales para cimientos superficiales en arcillas. Para el diseño final se recomienda determinar la capacidad de carga última a partir de pruebas de carga.

- c). Capacidad de carga según la penetración estática con cono eléctrico; la resistencia al corte de suelos cohesivos en condiciones no drenadas puede deducirse de una prueba de cono aplicando la siguiente expresión debida a Terzaghi:

$$q_c = N_k t_f + \bar{\sigma}_z \quad \dots \text{ (II.9)}$$

donde:

- q_c = resistencia de punta del cono
 N_k = factor de carga
 t_f = resistencia al corte no drenada
 γ = peso unitario del suelo (total)
 z = profundidad de la prueba

Entonces:

$$t_f = \frac{q_c - \gamma z}{N_k} \dots \text{(II.10)}$$

En la tabla II.1 se presentan valores típicos del coeficiente N_k recopilados de la literatura técnica.

Tabla II.1 Valores de N_k

Tipo de suelo	N_k	Forma del penetrómetro	Autor
Todo tipo	5-70	?	Amar et al
Arcillas marinas blandas a duras	13-24	cilíndrica	Lunne et al
Arcillas preconsolidadas	17	cilíndrica	Lunne et al

Bege mann fué el primero en plantear que en la expresión II.10 debe eliminarse el término γz por ser poco significativo, quedando entonces:

$$t_f = \frac{q_c}{N_k} \dots (II.11)$$

Para esta expresión también se han presentado valores típicos de N_k ; una recopilación de ellos se incluye en la tabla II.2.

Tabla II.2 Valores de N_k

Tipo de suelo	N_k	Forma del penetrómetro	Autor
Arcilla normalmente consolidada ($q_c < 20$)	15-18	Clásica	Mc Carthy
Arcilla suave con falla local	10-14	Clásica	Mc Carthy
Arcilla preconsolidada ($q_c > 25$)	22-26	Clásica	Mc Carthy
Arcillosos abajo del nivel freático	14	Clásica	Begemann
Arcillosos blandos	20	Cilíndrica	Montañez et al

"Caso II Pilotes de fricción en suelos granulares": los pilotes de fricción hincados a través de capas de suelos granulares tales como gravas, arenas y limos no cohesivos derivan su capacidad de carga de su fricción lateral desarrollada a lo largo de su fuste.

- a). Capacidad de carga según la teoría de la plasticidad; la capacidad de carga permisible de un pilote en un suelo granular se puede determinar a partir del parámetro de resistencia al corte ϕ' (ángulo de fricción efectivo del -

suelo) y admitiendo una teoría sobre el mecanismo de falla del conjunto pilote-suelo.

Se admite que la capacidad de carga se calcula con la siguiente expresión:

$$Q = f_s A_s \dots (II.12)$$

donde:

f_s = fricción lateral del pilote, en ton/m².

A_s = área lateral del fuste del pilote, en m².

La fricción lateral f_s se estima en forma similar a la resistencia al deslizamiento de un cuerpo rígido en contacto con el suelo. Para arenas homogéneas, esto implica la suposición de que f_s debe resultar proporcional a la presión por sobrecarga efectiva promedio p_s a lo largo de la superficie lateral:

$$f_s = k_s p_s \tan \zeta \dots (II.13)$$

donde k_s representa el coeficiente de fricción lateral (valor promedio del coeficiente de empuje de tierra sobre el fuste) y $\tan \zeta$ el coeficiente de fricción entre el material del pilote y la arena.

En la tabla II.3 se presentan valores de k_s y ζ propuestos por Brms para pilotes hincados. Estos valores toman en cuenta la compactación inducida durante la instalación del pilote. Se recomienda verificar el valor de $k_s \tan \zeta$ con pruebas de carga.

Tabla II.3 Valores de K_s y δ

Material del pilote	K_s		δ
	Arena suelta	Arena densa	
Concreto	1.0	2.0	3/4 \emptyset
Acero	0.5	1.0	20°

"Caso III Pilotes de fricción en depósitos estratificados"; cuando se presentan estratos alternados blandos y firmes, la cimentación profunda se diseña con los métodos descritos en los casos I y II, prestando atención a:

- a). La rigidez relativa y resistencia de las distintas capas penetradas por los pilotes (esto dará lugar a una evaluación de las contribuciones relativas - probables de estas capas a la capacidad de carga del pilote).
- b). La estratigrafía inmediatamente abajo de la punta del pilote, que afecta la estabilidad y el asentamiento del grupo de pilotes.

"Caso IV Pilotes de fricción en arcilla, sujetos a fricción negativa"; un depósito de arcilla sometido a un proceso de consolidación, induce fuerzas de arrastre sobre los pilotes que tienden a reducir su capacidad de carga. A este fenómeno se le conoce como fricción negativa y se presenta cuando el depósito está sujeto a una de las siguientes condiciones:

- a). Sufre abatimientos piezométricos debidos a la extracción de agua.

- b). Soporta rellenos recientes y otras estructuras que sobrecargan la superficie.
- c). Ocurre reconsolidación de la capa de arcilla remoldeada alrededor de los pilotes.

La fricción negativa se convierte en un problema de capacidad de carga sólo en el caso de un pilote de punta, ya que la carga transmitida al pilote aumenta, a la vez que disminuye el confinamiento del estrato del soporte, reduciéndose su capacidad de carga. En los pilotes de fricción apoyados en suelos compresibles, donde la capacidad de carga está gobernada por la resistencia o adherencia lateral, el problema de fricción negativa se puede clasificar como un problema de asentamiento.

El método más común para calcular la fricción negativa t_n , consiste en suponer que para suelos cohesivos:

$$t_n = \alpha C_u \quad \dots \text{(II.13)}$$

donde:

α = factor de adherencia dado en la figura II.3

C_u = resistencia al corte no drenada

Para el caso de suelos granulares tratados en el caso II la fricción negativa se puede expresar como:

$$t_n = \frac{1 - \sin^2 \phi}{1 + \sin^2 \phi} \tan \phi T'z \quad \dots \text{(II.14)}$$

en la que ϕ es el ángulo de fricción interna del material y $T'z$ es el esfuerzo efectivo en el suelo a la profundidad z .

Para un pilote aislado la fuerza total F_n debida a fricción negativa será:

$$F_n = t_n A_s \dots \text{(II.15)}$$

donde A_s es el área del pilote en contacto con la capa de arcilla en proceso de consolidación.

En pilotes de fricción, la fricción negativa lleva a la aparición de dos zonas con fricción de signos opuestos (fig. II.4). El diseño debe entonces considerar que los pilotes penetran en el estrato compresible a la misma velocidad que el llamado nivel neutro que separa ambas zonas y en el que no existe desplazamiento relativo pilote-suelo. La posición del nivel neutro puede determinarse por tanteos hasta lograr que se cumpla la ecuación:

$$Q_u + F_p = Q + F_n \dots \text{(II.16)}$$

donde:

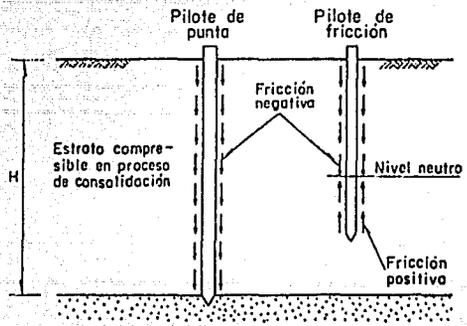
Q_u = capacidad de carga por punta sin factor de resistencia F_r

F_p = fuerza total debida a fricción positiva, afectada por $F_r = 1$

F_n = fuerza total debida a fricción negativa, afectada por $F_r = 1$

Q = combinación de cargas permanentes sin factor de carga F_c

Para evitar la emersión de la cimentación, en el diseño deberá verificarse que el nivel neutro (NN) sea suficientemente alto, sin que los asentamientos resulten excesivos. En este caso, para garantizar el cumplimiento de la ecuación ---



U N A M	TESIS PROFESIONAL
	FRICCIÓN NEGATIVA EN PILES.
ENEP ACATLAN	ENERO 1988
	FIGURA II.4

II.4 podrá ser necesario dar a la losa de cimentación una resistencia estructural adecuada para poder contar con un complemento de capacidad de carga por contacto entre subestructura y suelo.

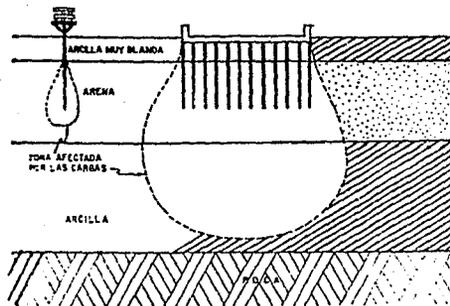
Es necesario incluir la fricción negativa actuante sobre los pilotes, es decir, las solicitaciones generadas en el fuste del pilote al colgarse los suelos de los mismos (fig. II.4) como parte de la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta para la combinación de cargas más desfavorables (ecuación II.4).

II.2.b Asentamientos diferidos.

Los movimientos verticales de las cimentaciones profundas son principalmente asentamientos inmediatos que se presentan al aplicar la carga y asentamientos por consolidación o diferidos, bajo cargas permanentes de larga duración. En el caso de los pilotes de fricción, los asentamientos inmediatos son generalmente despreciables comparados con los movimientos por consolidación (diferidos); el análisis que se describe a continuación sólo cubre los asentamientos por consolidación.

Siempre debe tenerse presente que los asentamientos producidos por un grupo de pilotes son mucho más grandes que los producidos por un pilote individual, debido a que tienen comportamientos distintos y la zona de influencia en el suelo del grupo de pilotes es también mayor que la zona influida por un solo pilote. En la figura II.5 se ve de inmediato la diferencia de influencia en ambos casos, que explica el diferente asentamiento.

El análisis de asentamientos diferidos por consolidación constará de las tres -



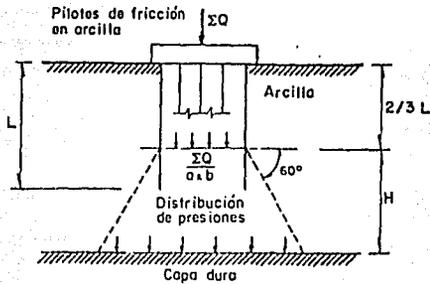
U N A M	TESIS PROFESIONAL
	INFLUENCIA DE UN PILOTE Y DE UN GRUPO DE PILO- TES EN UN REFERENTE A - ASSENTAMIENTO.
ENEP ACATLAN	ENERO 1988
	FIGURA 11.5

partes siguientes:

- a). Análisis de la distribución inicial de esfuerzos efectivos en la masa de suelo; para estimar los esfuerzos efectivos iniciales es esencial contar con datos sobre la distribución de presiones hidrostáticas en la masa de suelo y con resultados de pruebas de consolidación unidimensional realizadas en el laboratorio sobre muestras inalteradas del suelo, con el fin de determinar la carga de preconsolidación.
- b). Cálculo de los incrementos de esfuerzos verticales inducidos por la cimentación; el cálculo de los incrementos de esfuerzos verticales en la masa de suelo originados por la carga de la cimentación piloteada se llevará a cabo con el método de Terzaghi y Peck, el cual consiste en suponer que la carga soportada por el grupo de pilotes se transfiere al suelo a partir del tercio inferior de los pilotes (fig. II.6), admitiendo que la carga se distribuye en una pirámide con lados inclinados 30° con la vertical; así, a una cierta profundidad, el esfuerzo es igual a la carga soportada por el grupo dividida por el área de sección transversal de la pirámide a ese nivel.
- c). Cálculo de los asentamientos provocados por la cimentación; el cálculo de los asentamientos totales se realizará a partir de las curvas de compresibilidad (fig. II.7), donde aparece la relación de vacíos vs logaritmo de la presión aplicada.

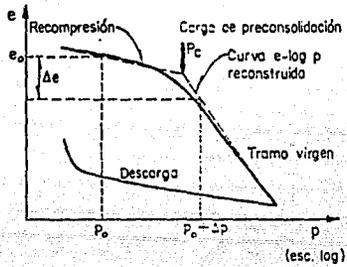
El asentamiento del grupo de pilotes, será por tanto igual a la compresión de la capa de espesor H bajo la distribución de carga inducida y se podrá calcular con la siguiente expresión:

$$\Delta H = H \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \dots (II.17)$$



Asentamiento del grupo de pilotes ($a \times b$) =
Compresión de la capa H bajo la distribución de presión indicada

U N A M	TESIS PROFESIONAL
	DISTRIBUCION DE REFUERZOS PARA PILOTES DE FRICCION EN ARCILLAS.
ENEP ACATLAN	ENERO 1988
	FIGURA II.B



U N A M	TESIS PROFESIONAL
	CURVA DE COMPRESIBILIDAD.
ENEP ACATLAN	ENERO 1988
	FIGURA II.7

donde:

ΔH = asentamiento total, en cm

C_c = índice de compresibilidad, igual al cambio en la relación de vacíos p_a para un ciclo logarítmico de esfuerzo aplicado, en la curva $e - \log Tv$

Δp = incremento de presión efectiva, en kg/cm²

e_o = relación de vacíos inicial

H = espesor del estrato compresible medido a partir del tercio inferior de los pilotes, en cm

P_o = presión inicial efectiva, en kg/cm²

Esta fórmula considera únicamente los asentamientos debidos a la consolidación primaria; los debidos a consolidación secundaria son difíciles de evaluar.

CAPITULO III

EXPLORACION Y PRUEBAS DE LABORATORIO.

Una investigación del terreno, es algo que se requiere siempre para cualquier obra de Ingeniería. La investigación puede ser desde un simple examen de la superficie de los suelos, con o sin algunos pozos superficiales de prueba, hasta un detallado estudio del estado del suelo, por medio de sondeos y pruebas en el terreno y en el laboratorio con los materiales encontrados. La magnitud del trabajo depende de la importancia y disposición de la cimentación de la estructura, de la complejidad de las condiciones del suelo y de la información que pueda existir sobre el comportamiento de cimentaciones en suelos similares.

III.1 Objetivo de la investigación del terreno.

Surge de una manera obvia la necesidad de contar, tanto en la etapa de proyecto como durante la ejecución de la obra, con datos firmes, seguros y abundantes — respecto al suelo con que se está tratando. El conjunto de estos datos debe conducir al proyectista a una visión razonablemente exacta de las propiedades físicas del suelo que han de ser consideradas en sus análisis. Es en el laboratorio de Geotecnia en donde el proyectista obtendrá los datos definitivos para su trabajo; primero, al realizar las pruebas de identificación y clasificación ubicará en forma correcta la naturaleza del problema que se le presenta y de esta ubicación podrá decidir, como segunda fase de un trabajo, las pruebas más adecuadas que requiere su problema particular, para definir las características de deformación y resistencia a los esfuerzos en el suelo con que tendrá que laborar.

Pero para llegar en el laboratorio a unos resultados razonablemente dignos de crédito es preciso cubrir adecuadamente una etapa previa e imprescindible: la

obtención de las muestras de suelos apropiadas para la realización de las correspondientes pruebas. Resultan así estrechamente ligadas las dos importantes actividades: el muestreo de los suelos y la realización de las pruebas necesarias de laboratorio.

Existen dos factores muy importantes que afectan el programa de exploración: naturaleza del suelo y tamaño de la obra.

En primer lugar, se analizarán las condiciones o naturaleza del suelo, por ejemplo si se desea cimentar una estructura importante sobre un estrato bastante homogéneo de arcilla, se puede justificar la necesidad de realizar un número considerable de ensayos de suelos, ya que los resultados permiten prever aproximadamente tanto el asentamiento como la velocidad con que éste se produce. Con esta previsión al Ingeniero le es posible eliminar, con un costo razonable, el peligro de asentamientos diferenciales perjudiciales, por medio de una distribución apropiada de las cargas o ajustando debidamente las profundidades de los sótanos situados debajo de las diferentes partes de la estructura.

Si por el contrario, la misma estructura se apoya sobre un depósito compuesto de bolsones y lentes de arena, arcilla y limo, la misma cantidad de ensayos agregaría muy poco a la información que podría obtenerse determinando meramente las propiedades índice pertinentes de varias docenas de muestras representativas extraídas de las perforaciones de la exploración.

Datos adicionales de mucho mayor significado que los que se obtendrían de extensos ensayos de suelos se podrían conseguir, en menos tiempo y más económicamente, por medio de simples ensayos de penetración en el terreno a lo largo de líneas verticales poco espaciadas entre sí, ya que dichos ensayos pondrían en evidencia las zonas débiles que pudiera haber entre perforaciones. El descubrimien-

to de dichas zonas es más importante que el conocimiento exacto de las propiedades de algunas muestras tomadas al azar. Resulta así que si el perfil del subsuelo es complejo, es muy factible que un programa elaborado de ensayos de suelo se halle fuera de lugar; por esta razón, los métodos para la exploración del subsuelo deben elegirse, de acuerdo con el tipo de perfil de subsuelo, en el lugar mismo de la construcción.

Cabe señalar que la expresión de perfil del subsuelo indica una sección vertical a través del terreno, que muestra los espesores y el orden sucesivo de los estratos. El término estrato se aplica a una capa de suelo relativamente bien definida, que se encuentra en contacto con otras capas de características bien diferentes. Si los límites entre estratos son más o menos paralelos, se dice que el perfil del subsuelo es simple o regular. Si por el contrario, los límites son irregulares, el perfil del subsuelo es errático.

El otro factor que influye notablemente en la preparación del programa de exploración es el tamaño de la obra. Para explicar esta influencia se enunciarán dos casos muy sencillos; uno, si el proyecto de ejecución de una cierta construcción implica un gasto pequeño, el proyectista no debe incluir en el investigación geotécnica más que un reducido número de perforaciones de reconocimiento y unos cuantos ensayos de identificación, clasificación y resistencia sobre muestras representativas de los suelos de ese lugar. La falta de información exacta con respecto a las condiciones del subsuelo se compensa utilizando un coeficiente de seguridad mayor.

El otro caso sería, considerando condiciones similares del subsuelo, hay que ejecutar una construcción de las mismas características que la anterior, pero de gran volumen (mayores cargas actuantes); realizando una investigación completa y elaborada con un costo pequeño, comparado con las economías que pueden

efectuarse utilizando sus resultados en el proyecto y en la construcción, o comparado con los gastos que se originarían por una falla debida a hipótesis erróneas de proyecto. Debido a esta situación, es muy común que en proyectos de importancia, los estudios geotécnicos detallados se justifican integralmente.

Entonces para poder adaptar el programa de exploración a los requerimientos de una obra específica y obtener los datos esenciales con un mínimo de tiempo y dinero, el Ingeniero debe hallarse familiarizado con los elementos y procedimientos existentes para explorar el subsuelo, con los métodos para analizar las incertidumbres que encierran los resultados que se obtienen con los diferentes métodos de exploración del subsuelo.

III.2 Métodos de exploración.

En general se tienen dos tipos de sondeos: preliminares y definitivos. Dentro de esta división se incluyen los principales métodos que se usan en Mecánica de Suelos para determinar la estratificación y las propiedades mecánicas e hidráulicas del subsuelo. En la tabla III.1 aparecen estos métodos.

Tabla III.1 Métodos de Exploración

-
- A. Métodos de exploración de caracter preliminar
- A.1) Pozos a cielo abierto, con muestreo alterado e inalterado
 - A.2) Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales o métodos similares
 - A.3) Métodos de lavado
- ...

Continuación Tabla III.1

- A.4) Método de penetración standard
- A.5) Método de penetración cónica
- A.6) Perforaciones en boleos y gravas

B. Métodos de sondeo definitivos

- B.1) Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado
 - B.2) Métodos con tubos de pared delgada
 - B.3) Cono eléctrico
 - B.4) Métodos rotarios para roca
-

A continuación se describen brevemente los métodos de exploración que se usan en la Zona del Lago del Valle de México. Para mayor detalle del procedimiento de ejecución de éstos, se puede consultar la referencia No. 2.

- 1). Pozo a cielo abierto: consiste en excavar un pozo de dimensiones suficientes para que un técnico pueda directamente bajar y examinar los diferentes estratos de suelo en su estado natural, así como darse cuenta de las condiciones precisas referentes al agua contenida en el suelo. Asimismo, con este método se tiene el inconveniente de encontrar el nivel freático a 1 o 2 m de profundidad.

Para fines de muestreo en estos pozos se pueden tomar muestras alteradas o inalteradas de los diferentes estratos que se hayan observado, debiendo protegerlas adecuadamente contra pérdidas de humedad.

- 2). Método de lavado: constituye un procedimiento económico y rápido para conocer aproximadamente la estratigrafía del subsuelo, y se usa también en ocasiones como auxiliar de avance rápido en otros métodos de exploración.

Las muestras obtenidas en este método son tan alteradas que prácticamente no deben ser consideradas como suficientemente representativas para fines de ensayo en laboratorio.

Este sondeo consiste en hacer una perforación con un trépano o cincel de percusión que simultáneamente con los impactos que se le dan inyecta un fluido de perforación que erosiona y arrastra a la superficie el material cortado, en forma de sedimento, el cual se puede analizar.

Este procedimiento debe complementarse en todos los casos por un muestreo con una cuchara sacamuestras apropiada; mientras las características del suelo no cambien será suficiente obtener una muestra cada 1.50 m aproximadamente, pero al notar un cambio en el agua eyectada debe procederse de inmediato a un nuevo muestreo.

- 3). Método de penetración standard: este procedimiento es, entre todos los sondeos exploratorios preliminares, quizá el que rinde mejor resultados en la práctica y proporciona más útil información en torno al subsuelo y no sólo en lo referente a descripción; probablemente es también el más ampliamente utilizado para esos fines en nuestro país.

Esta prueba se utiliza en la etapa de exploración preliminar o como complemento de exploraciones definitivas o en combinación con muestras inalteradas, para conocer el perfil estratigráfico del subsuelo y detectar la posición del naf; la utilización de este método da un nivel de confianza acepta

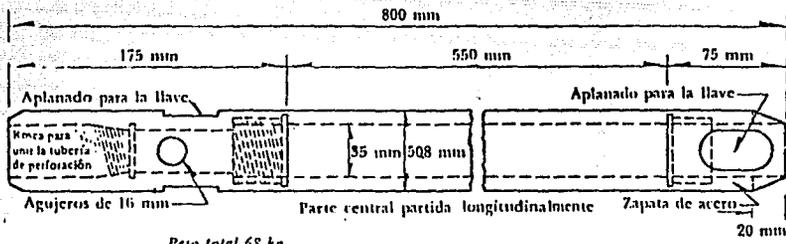
ble en suelos friccionantes, pero en suelos cohesivos no da resultados dignos de confiar, únicamente da una idea muy general de la resistencia a la compresión simple de esos suelos.

Con esta técnica se obtienen muestras alteradas de los suelos y con el número de golpes con que se hincan el penetrómetro, indirectamente se mide la resistencia al corte del suelo.

El equipo necesario para aplicar el procedimiento consta de un muestreador especial (muestreador o penetrómetro standard) de dimensiones establecidas, que aparece esquemáticamente en la figura III.1. En esta figura se observa que el penetrómetro es de media caña para facilitar la extracción de la muestra que haya penetrado en su interior. El penetrómetro se enrosca al extremo de la tubería de perforación y la operación de este método consiste en hincar el penetrómetro standard 45 cm en el fondo de una perforación de 7.5 cm de diámetro mínimo, con la energía que proporciona el impacto de un martinete de 63.5 kg que cae desde una altura de 76 cm, contando el número de golpes necesario para lograr una penetración de 30 cm.

De esta manera se define como resistencia a la penetración standard el número (N) de golpes para hincarlo entre los 15 - 45 cm de profundidad; si el penetrómetro no se puede hincar en los 45 cm, cuando se han dado 50 golpes, se suspende la prueba y por extrapolación se deduce el número $N = 50$.

La utilidad e importancia mayores de la prueba de penetración standard radican en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, sobre todo en arenas, que permite relacionar aproximadamente la capacidad, el ángulo de fricción interna (ϕ), en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple (q_u), en arcillas, con el número de -



Peso total 68 kg

U N A M	TESIS PROFESIONAL
	PENETROMETRO STANDARD.
ENEP ACATLAN	ENERO 1988
	FIGURA III.1

golpes necesarios en ese suelo para que el penetrómetro standard logre penetrar los 30 cm especificados. Para obtener estas relaciones basta realizar la prueba standard en estratos accesibles o de los que se puedan obtener muestras inalteradas confiables y a los que se les pueda determinar los valores de los conceptos señalados por los métodos usuales de laboratorio; haciendo el número suficiente de comparaciones pueden obtenerse correlaciones estadísticas confiables.

- 4). Método de penetración cónica: este tipo de penetración es útil en zonas cuya estratigrafía sea ya ampliamente conocida a priori y cuando se desee simplemente obtener información de sus características en un lugar específico; pero son pruebas de muy problemática interpretación en lugares no explorados a fondo previamente.

El procedimiento del método consiste en hacer penetrar una punta cónica en el suelo y medir la resistencia que el suelo ofrece. Dependiendo de la técnica para hincar los conos en el terreno, estos métodos se clasifican en estáticos y dinámicos. En los primeros el equipo se hince a presión, medida en la superficie con un gato apropiado; en los segundos, el hincado se realiza a golpes dados con un peso que cae desde una cierta altura. Por desgracia para este tipo de técnica no se cuenta con las correlaciones mencionadas que tiene el método de penetración standard, por lo cual los resultados son de muy dudosa interpretación. Sin embargo, esta técnica se ha usado en varias ocasiones por dos razones básicas: su economía y rapidez, pues al no haber operaciones de muestreo, no existe la dilación de la prueba standard para retirar la tubería de perforación y obtener la muestra, cada vez que se efectúa la prueba.

Hasta el momento sólo se han descrito en forma general los métodos de explora--

ción de carácter preliminar, que únicamente obtienen muestras representativas - de la estratigrafía del subsuelo. En ocasiones, cuando dichas muestras no se requieran, las técnicas mencionadas en párrafos anteriores, pueden llegar a considerarse como sondeos definitivos, en el sentido de no ser necesaria una exploración posterior para recabar las características del suelo; sin embargo, cuando la clasificación del suelo permita pensar en la posibilidad de la existencia de problemas referentes a asentamientos o a la falta de la adecuada resistencia al esfuerzo cortante en los suelos, se hará necesario recurrir a los métodos que a continuación se exponen, los cuales tienen por objeto extraer muestras inalteradas a diferentes profundidades del subsuelo, apropiadas para ensayarlas en el laboratorio y para conocer sus propiedades mecánicas e hidráulicas.

- 1). Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado: este método de exploración - ha sido ya mencionado en el inciso A.1 por lo que no se considera necesario describirlo nuevamente. Sin embargo, es conveniente insistir en el hecho de que cuando es factible, debe considerarse como el método más confiable de todos los métodos de exploración a disposición del Ingeniero Geotecnista para obtener muestras inalteradas y datos adicionales que permitan un mejor proyecto y construcción de una obra.
- 2). Método con tubo de pared delgada: por ningún motivo y bajo ninguna circunstancia puede obtenerse una muestra de suelo, que pueda ser rigurosamente - considerada como inalterada. En efecto, siempre será necesario extraer muestras del subsuelo de un determinado lugar con alguna herramienta que inevitablemente altera las condiciones de esfuerzo en su vecindad; además, cuando la muestra se encuentra en el interior del muestreador, ésta ya no presenta los esfuerzos que tenía "in situ" en sus caras superior e inferior, - debido al procedimiento de ejecución para obtener la muestra y es muy difícil que se descubra un método que proporcione una muestra cien por ciento -

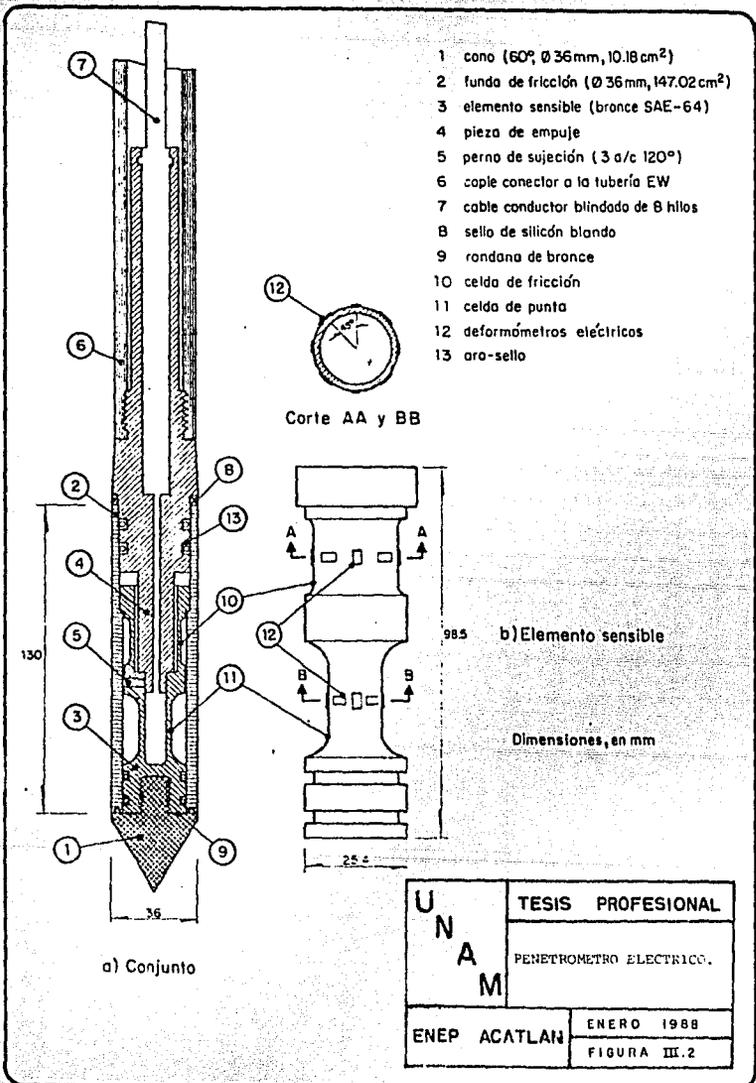
inalterada. Es por ello, que la técnica de muestreo con tubo de pared delgada resulta ser el método más utilizado para obtener casi inalteradas de los finos a semiduros, localizados arriba o abajo del nivel freático.

El tubo de pared delgada o Shelby es un tubo liso afilado que se hincan con una velocidad constante, una longitud de 15 cm menor a la del tubo, para dejar espacio donde alojar los azolves que pudieran haber quedado dentro del tubo mismo. Después del hincado se deja en reposo durante 30 segundos para que la muestra se expanda en su interior y aumente su adherencia; enseguida se corta la base de la muestra girando dos vueltas el muestreador y se procede a sacarlo al exterior, donde se limpia, identifica, clasifica y protege a la muestra.

- 3) Como eléctrico: actualmente se utiliza con mucha frecuencia este instrumento como una variante del método de penetración cónica estática, con el objetivo de determinar la variación con la profundidad de la resistencia al corte no drenada de los suelos.

Esta técnica es muy eficiente y económica para los estudios del subsuelo de las zonas de Lago y de Transición, donde abundan los suelos blandos; ya que permite definir con mayor precisión los perfiles estratigráficos de dichas zonas.

El penetrómetro eléctrico (fig. III.2) consiste básicamente de dos celdas instrumentadas con deformómetros eléctricos que miden simultáneamente las fuerzas necesarias para el hincado de la punta cónica de 60° de ángulo de ataque y 3.6 cm de diámetro con 13.25 cm de longitud (150 cm² de área). En este aparato, la sensibilidad de sus celdas se ha elegido de acuerdo con la resistencia al corte de los suelos blandos de la Ciudad de México. El hincan



U N A M	TESIS PROFESIONAL
	PENETROMETRO ELECTRICO.
ENEP ACATLAN	ENERO 1988
	FIGURA III.2

do del cono se realiza con una máquina perforadora convencional con cabezal de dos gatos hidráulicos que permite alcanzar una fuerza axial de 3.2 ton.

Conviene señalar que mediante esta técnica de hincado se tienen dos ventajas: es factible utilizar cualquier perforadora y, en caso de encontrarse con capas duras que no pueden ser penetradas por el cono, la perforadora -- las atraviesa sin necesidad de hacer movimientos de máquinas como actualmente se requiere.

La señal de las celdas se capta con un puente digital de dos canales realizando observaciones cada 10 cm, a excepción de que en el tramo intermedio - ocurran lecturas significativamente diferentes. Aunque la velocidad de hincado del cono recomendada por varios autores es de 2 cm/seg, se considerará conveniente ensayar con velocidades de 0.32 a 2.00 cm/seg \pm 0.2 para ganar experiencia en el uso del cono en el subsuelo de la Ciudad de México.

Con la prueba del cono eléctrico se obtienen con la profundidad las variaciones de las resistencias de punta y de fricción de un sitio. La interpretación de esta información permite definir:

- a). La clasificación de los suelos.
- b). Los parámetros de resistencia al corte de los suelos, en condiciones no drenadas para los finos, y drenadas para los gruesos.
- c). La capacidad de carga de un suelo.
- d). Los asentamientos de las cimentaciones.

La resistencia al corte de suelos cohesivos en condiciones no drenadas puede deducirse de una prueba de cono aplicando la siguiente expresión debida a Terzaghi:

$$q_c = N_k t_f + \gamma z \quad \dots \text{ (III.1)}$$

donde:

q_c = resistencia de punta del cono

N_k = factor de carga

t_f = resistencia al corte

γ = peso unitario del suelo (total)

z = profundidad de la prueba

entonces:

$$t_f = \frac{q_c - \gamma z}{N_k} \quad \dots \text{ (III.2)}$$

Con esta expresión se calcula la resistencia al corte de suelos cohesivos. Valores típicos del coeficiente N_k recopilados de la literatura técnica se presentan en la tabla II.1 (ver capítulo II).

Begeman planteó que en la expresión III.2 debe eliminarse el término γz por ser poco significativo, quedando entonces:

$$t_f = \frac{q_c}{N_k} \quad \dots \text{ (III.3)}$$

Para esta expresión también se presentan valores típicos de N_k ; una recopilación de ellos se incluye en la tabla II.2.

Para utilizar los coeficientes N_k mencionados en las tablas II.1 y II.2 es necesario distinguir si fueron establecidos para penetrómetros con punta de forma clásica, con estrechamiento posterior al cono, o de forma cilíndrica recta.

Evidentemente, los coeficientes de correlación serán confiables solo cuando hayan sido confirmados o establecidos para los suelos de la zona en que se estén aplicando.

Con la información proporcionada por el cono eléctrico y con los resultados obtenidos con pruebas de corte de laboratorio y de campo, se puede hacer una comparación entre estos datos para tener una confiabilidad en el empleo de esta técnica.

III.3 Pruebas de Laboratorio.

La selección del tipo de pruebas de laboratorio estará en función del problema de Ingeniería que se quiera resolver. De acuerdo a este criterio, en la tabla III.2 se presentan los ensayos recomendados para un problema en particular.

Las pruebas de laboratorio se clasifican básicamente en dos grandes grupos: el primero, donde se incluyen las pruebas de identificación y clasificación de los suelos y, el segundo, donde se integran las pruebas más importantes para conocer las propiedades índice y mecánicas de los suelos, cuyos resultados son fundamentales para el análisis y diseño de las cimentaciones.

Tabla III.2 Tipos de ensayos recomendados

Problema de Ingeniería	Tipo de suelo	Pruebas apropiadas
Capacidad de carga	Arcillas y limos	1. Contenido de agua
		2. Límites de consistencia
		3. Peso específico relativo
		4. Peso volumétrico
5. Compresión simple		
6. Compresión triaxial		
Asentamientos	Arenas	1, 3, 4, 7. Compacidad
	Gravas	3, 4, 7 y 8
	Arcillas y limos	1, 2, 3, 4, 9. Prueba de consolidación
	Arenas	1, 3, 4 y 7
Flujo de agua en suelos	Gravas	3, 4, 7
	Arcillas y limos	1, 2, 4, 10. Prueba de permeabilidad
	Arenas	1, 3, 4, 7, 8 y 10
Presión de tierras	Gravas	3, 4, 7, 8, 10
	Arcillas y limos	1, 2, 3, 4 y 5
	Arenas	1, 3, 4, 6, 7, 8
Estabilidad de taludes	Gravas	3, 4, 6, 7, 8
	Arcillas y limos	1, 2, 3, 4, 5, 6, 11. Prueba de corte directo
	Arenas	1, 3, 4, 6, 7, 8, 11

Para facilitar la familiarización con las pruebas, en la tabla III.3 se presenta la nomenclatura y forma necesaria para la obtención de las propiedades físicas y mecánicas de los suelos, y en la tabla III.4 se dan las fórmulas necesarias para correlacionar las propiedades volumétricas-gravimétricas de los suelos.

Con el objeto de interpretar los resultados que se consiguen a través de los ensayos de las muestras en el laboratorio, a continuación se explicarán brevemente cada uno de éstos. Cabe aclarar que la forma detallada de realizar las diferentes pruebas de laboratorio empleadas en la práctica, se puede consultar en la referencia No. 2.

Pruebas visuales o de identificación: se efectúan con el fin de apreciar el color, textura y consistencia de las muestras alteradas o inalteradas, recibidas del lugar explorado. Esto suele realizarse como un control rutinario de las descripciones del terreno efectuadas por el Ingeniero o por la persona responsable de los sondeos.

Contenido de agua: la realización de esta prueba es esencial para determinar los límites de consistencia y para valuar las relaciones volumétrico-gravimétricas de las muestras alteradas o inalteradas de un suelo.

El contenido de agua deberá obtenerse para todos los suelos ensayados, esencialmente aquellos que se encuentren en estado natural.

La variación del contenido de agua en un suelo afecta notablemente su comportamiento mecánico, debiéndose tomar en cuenta esta posibilidad al proyectar cimentaciones.

TABLA III.3 Nomenclatura

PROPIEDAD	SÍMBOLO	UNIDADES	MODO DE OBTENCIÓN	PROPIEDAD	SÍMBOLO	UNIDADES	MODO DE OBTENCIÓN
Contenido de agua	w	-	Prueba de laboratorio	Esfuerzo de preconsolidación	$\bar{\sigma}_p$	FL ⁻²	Prueba de consolidación
Peso volumétrico	γ	FL ⁻³	Prueba de laboratorio	Ángulo de fricción interna	φ	-	Prueba triaxial
Porosidad	n	-	Calculada por relaciones volumétrico-gravimétricas	Cohesión	c	FL ⁻²	Prueba triaxial
Relación de vacíos	e	-	Calculada por relaciones volumétrico-gravimétricas	Resistencia a la compresión no confinada	q_u	FL ⁻²	Prueba de laboratorio
Límite líquido	w_L	-	Prueba de laboratorio	Resistencia al esfuerzo cortante	s	FL ⁻²	Prueba de laboratorio
Límite plástico	w_p	-	Prueba de laboratorio	Sensitividad	S_t	-	$\frac{w_L(\text{Inalterada})}{w_L(\text{remoldeada})}$
Límite de contracción	w_c	-	Prueba de laboratorio	Peso volumétrico seco máx.	$\gamma_{d máx}$	FL ⁻³	Prueba de compactación
Índice de plasticidad	I_p	-	$w_L - w_p$	Contenido de agua óptimo	w_{op}	-	Prueba de compactación
Índice de contracción	I_c	-	$w_p - w_s$	Coeficiente relativo	C_r	-	Prueba de laboratorio
Índice de liquidez	I_L	-	$(w - I_p)/I_p$	Grado de saturación	S_r	-	Calculada por relaciones volumétrico-gravimétricas
Actividad	A _c	-	1/25 de partículas eficientes				
Díámetro efectivo	D_{10}	L	De la curva granulométrica				
Coefficiente de uniformidad	C_u	-	D_{60}/D_{10}				
Coefficiente de curvatura	C_c	-	$(D_{30})^2/(D_{10} \times D_{60})$				
Coefficiente de permeabilidad	k	LT ⁻¹	Prueba de laboratorio o medida en prueba de consolidación				
Coefficiente de compresibilidad	a_v	L ² T ⁻¹	Prueba de consolidación				
Coefficiente de variación volumétrica	a_v	L ² T ⁻¹	Prueba de consolidación				
Coefficiente de consolidación	c_v	L ² T ⁻¹	Prueba de consolidación				

Densidad de sólidos: esta prueba es primordial para valuar las relaciones volumétrico-gravimétricas de las muestras alteradas o inalteradas de un suelo. Además, la densidad de sólidos se determinará con todas las muestras que se ensayen en pruebas de consolidación y/o esfuerzo cortante.

Granulometría: esta prueba se realiza para conocer la distribución cuantitativa del tamaño de las partículas que forman a un suelo. Además, es esencial como base para la clasificación de los suelos gruesos y, la obtención de la curva granulométrica se hace partiendo de muestras alteradas o inalteradas.

La forma de la curva granulométrica de los suelos gruesos se define en función de los coeficientes de curvatura (C_c) y uniformidad (U), permitiendo clasificarlos como bien o mal graduados, y el porcentaje de partículas menores de 0.074 mm (malla No. 200) permite agruparlos como suelos limpios o con fracción fina.

Límites de consistencia: los límites líquido y plástico de una muestra deberán determinarse para fines de clasificación en forma apropiada respecto a su compresibilidad y se harán de preferencia a intervalos regulares con las muestras obtenidas en los sondeos, para obtener la variación de las propiedades de los diferentes estratos.

Las pruebas de los límites de consistencia se efectuarán de preferencia con muestras que no hayan sido sujetas a secado, después de la extracción en campo.

El límite de contracción se obtendrá para fines de clasificación en los suelos expansivos.

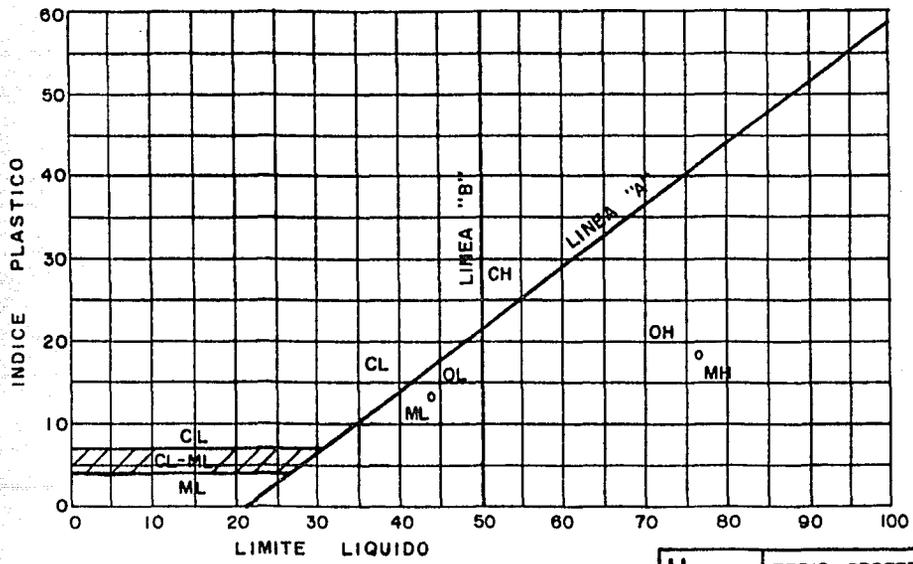
De los resultados que se obtienen en la determinación de los límites de consis-

tencia, se pueden encontrar los valores de los índices de plasticidad, de fluidez, de contracción, de liquidez y de la actividad de un suelo; que se pueden correlacionar con diferentes propiedades mecánicas del suelo. Los valores obtenidos con estas correlaciones deberán emplearse solamente con fines de análisis y diseño preliminar y no podrán tomarse como valores de diseño definitivo.

Tales límites de consistencia se deberán obtener en todas las muestras que se someten a pruebas de consolidación o expansión y a pruebas triaxiales. La clasificación de los suelos según sus límites de consistencia se basa en el empleo de la carta de plasticidad que relaciona el límite líquido, que se dibuja en las abscisas y el índice de plasticidad, que se obtiene de la diferencia entre el límite líquido y límite plástico, que se grafica en las ordenadas. Dicha carta se divide en cuatro zonas principales por medio de dos rectas: la primera, con una ecuación $I_p = 0.73 (W_L - 20)$ y la segunda definida por la ecuación $W_L = 50$. A cada una de estas zonas les corresponden suelos con diferentes características de compresibilidad (ver figura III.3).

Clasificación de suelos: esta clasificación se hará con base en el Sistema Unificado de Clasificación de los suelos (SUCS), el cual se basa en la separación inicial de los suelos en dos grandes grupos: suelos gruesos y suelos finos, de acuerdo a un porcentaje arbitrario de tamaño que pasan la malla No. 200. En el campo esta separación se realiza por medio de la inspección visual, y en el laboratorio realizando un ensayo granulométrico. Después se llevan a cabo las pruebas que determinan las características plásticas de la parte fina del suelo. En el campo se hacen las pruebas de tenacidad, resistencia en estado seco y movilidad del agua, y en el laboratorio las determinaciones de los límites de consistencia.

En la tabla III.5 se esquematiza en forma resumida el Sistema Unificado de Cla-



U N A M	TESIS PROFESIONAL
	CARTA DE PLASTICIDAD.
ENEP. ACATLAN	ENERO 1988
	FIGURA III.3

sificación de los suelos, tanto en el laboratorio como en el campo. En la tabla III.6 se presenta gráficamente el procedimiento auxiliar para la identificación de los suelos en el laboratorio y en las tablas III.7 y III.8 se dan algunas propiedades mecánicas correlacionadas con la clasificación de los suelos cuando se pretende utilizarlos en terraplenes y cuando se presentan en una cimentación.

Peso volumétrico: la determinación del peso volumétrico del suelo es fundamental para el cálculo de los esfuerzos efectivos y totales en los análisis de cimentaciones compensadas y estabilidad de taludes. Además, la realización de esta prueba sirve para establecer los valores de la relación de vacíos natural en muestras inalteradas.

La determinación del coeficiente de permeabilidad de limos y arcillas se debe hacer a partir de los datos de una prueba de consolidación, y este coeficiente varía de acuerdo a la relación de vacíos del suelo que se trate. Además, se puede determinar empleando permeámetros de carga constante y variable. Los primeros se usan en especímenes con coeficientes comprendidos entre 10^{-1} a 10^{-3} cm/seg y los segundos con coeficientes entre 10^{-1} a 10^{-6} cm/seg.

Consolidación: es un fenómeno que se presenta en masas porosas saturadas compresibles, el cual consiste en la disminución gradual (a lo largo del tiempo) del volumen de dicha masa, debido a la expulsión de agua.

La prueba de consolidación unidimensional tiene por objeto la determinación de los parámetros mecánicos, que rigen la magnitud y velocidad de los asentamientos bajo carga de los suelos finos.

Es recomendable llevarla a cabo en el caso de cimentaciones desplantadas sobre

TABLA III.7 Propiedades mecánicas de los suelos de acuerdo a su clasificación

tipo de suelo	Permeabilidad	Resistencia a la tubificación	Persistencia al corte	Compresibilidad	Susceptibilidad al agrietamiento	Susceptibilidad a la licuación	Manejabilidad
GM	Permeable	Alta	Muy alta	De baja compresibilidad siempre y cuando hayan sido colocados y compactados adecuadamente.	No susceptible al agrietamiento	No susceptibles a la licuación cuando están bien compactados	Muy buena
GP	Permeable a muy permeable	De alta a media	Alta				Muy buena
SM	Permeable	Alta a media	Muy alta	Su compactación es fundamental.			Muy buena
SP	Suimpermeable a permeable	Baja a muy baja	Alta				De buena a correcta
GM	Suimpermeable	Alta a media	Alta	Compresibilidad baja si más del 60 por ciento del material es grueso (tamaño superior a la malla N° 4). Si el material contiene menos del 35 por ciento de material grueso, se pueden estimar los asentamientos con base en la compresibilidad de finos.	Mediana a alta	Mediana si mal compactados	Muy buena
GC	Impermeable	Muy alta	Alta		Mediana a baja		Baja
SM	Suimpermeable a impermeable	Mediana a baja	Alta		Mediana a alta	Muy susceptible si mal compactados	Buena a correcta
SC	Impermeable	Alta	Alta a media		Mediana a baja	Muy baja	Buena a correcta
ML	Impermeable	Baja a muy baja	Baja	Los asentamientos pueden ser grandes y se calculan con base en pruebas de consolidación	Muy susceptibles; deben colocarse con alto grado de saturación	Mediana a alta si mal compactados	correcta a muy pobre
MI	Muy impermeable	Mediana a alta	Mediana		Muy baja	Buena a correcta	
CL	Impermeable	Alta	Mediana a baja		Mediana a alta	Mediana a alta si mal compactados	Pobre a muy pobre
CH	Muy impermeable	Alta	Baja a media				Muy pobre
OL	Impermeable	Mediana	Baja				Correcta a pobre

TABLA III.8 Propiedades mecánicas de los suelos de acuerdo a su clasificación

CLASE DE SUELO	SUELOS GRUESOS LIMPLOS(GC,GP, SC,SP)	SUELOS GRUESOS CON FINOS(FG, GC,SC,SC)	SUELOS FINOS(M, ML,CL,CL,OL)
Permeabilidad	Permeables. Las pruebas de permeabilidad en el campo son las únicas representativas	Semipermeables a impermeables. Las pruebas de verificación de campo son las más adecuadas para un contenido de finos menor del 25 por ciento	Suelos impermeables en caso de no estar fisurados. La determinación del coeficiente de permeabilidad durante una prueba de consolidación es adecuada
Compresibilidad o expansibilidad	Los asentamientos son pequeños cuando los materiales son compactos, y la cantidad de los asentamientos. Si los asentamientos son heterogéneos pueden ocurrir a irregularidades incoherentes en la compresibilidad.	La compresibilidad varía considerablemente según la compactación del depósito. Las arenas finas limosas pueden presentar asentamientos bruscos en el caso de saturarse bajo carga.	Es indispensable efectuar pruebas de consolidación en el laboratorio. Los suelos limosos no saturados pueden presentar asentamientos bruscos al saturarse bajo carga. Los suelos arcillosos en estado seco pueden presentar expansiones al aumentar su contenido de agua.
Resistencia al corte	Muy variable dependiendo de la compactación de los depósitos y su naturaleza. Se relaciona, salvo en el caso de arenas sueltas saturadas, con el número de golpes en una prueba de penetración estándar.	Es indispensable estudiarla en el laboratorio efectuando pruebas triaxiales con especímenes verticales. Se puede tomar en consideración los posibles variaciones del contenido de agua y la heterogeneidad del punto al definir las condiciones de las pruebas	Es indispensable estudiarla en el laboratorio efectuando pruebas triaxiales con especímenes verticales. Puede ser útil en ciertos casos efectuar una prueba de penetración
Unificación	Salvo los materiales de las pruebas de penetración para resistencia a la penetración. En muy importante en este aspecto la heterogeneidad de los depósitos	Las arenas limosas presentan una resistencia a la penetración de alta a media. En muy importante en este aspecto la heterogeneidad de los depósitos	Los limos presentan poca resistencia a la penetración de media a alta. Es muy importante en este aspecto la heterogeneidad de los depósitos
Liquidez	Los arenas sueltas y saturadas son muy susceptibles a la licuación. En muy importante en este aspecto la heterogeneidad de los depósitos	Las arenas finas limosas presentan una susceptibilidad a la licuación de alta a media. En muy importante en este aspecto la heterogeneidad de los depósitos	Susceptibilidad a la licuación de alta. En muy importante en este aspecto la heterogeneidad de los depósitos

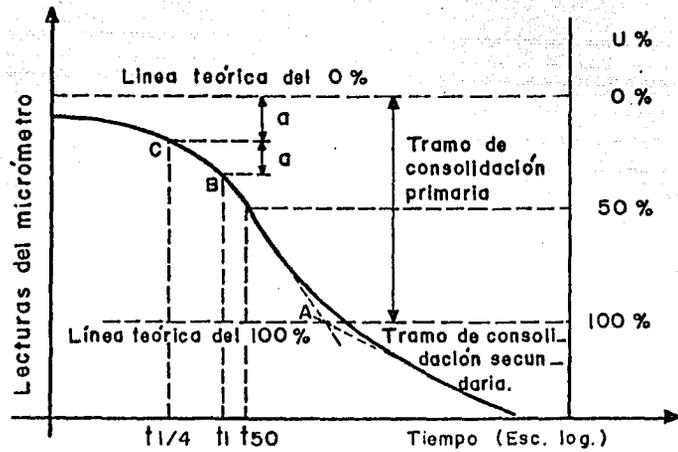
un subsuelo arcilloso o limoso. Además, permite determinar: la expansión de las arcillas al variar su contenido de agua, la velocidad de disipación de la presión de poro generada por las cargas, y la influencia de la magnitud de las cargas impuestas en el asentamiento de una estructura. Las muestras que se emplean para este ensaye deberán ser inalteradas de la mejor calidad posible y en el caso de especímenes elaborados en el laboratorio, deberá establecerse un procedimiento que permita reproducirlos con características homogéneas.

El cálculo de los parámetros mecánicos de compresibilidad y expansibilidad que resultan del ensaye, requiere la determinación previa de la densidad de sólidos, el grado de saturación y el contenido de agua inicial y final de los especímenes. Con estos datos y los obtenidos en el ensaye se puede dibujar las curvas de consolidación correspondientes a cada etapa de la prueba. En la figura III.4 se visualiza una curva típica de consolidación.

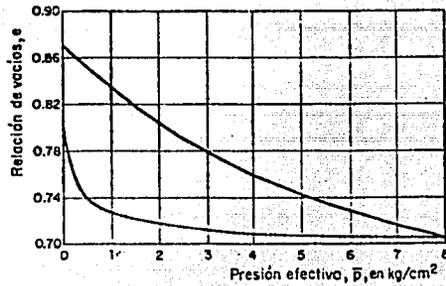
También con los datos de la prueba y empleando las relaciones volumétrico-gravimétricas se puede trazar, tanto en escala aritmética como similogarítmica las curvas de compresibilidad resultantes del ensaye, ver figuras III.5 y III.6 donde se muestra una curva típica.

Por último, con los resultados obtenidos se pueden calcular los valores de los parámetros siguientes: coeficiente de consolidación (C_v), coeficiente de compresión secundaria (C_{α}), índice de compresibilidad (C_c) para tramo virgen y (C_r) para tramo de recompresión, coeficiente de compresibilidad (a_v) y coeficiente de permeabilidad (K_1).

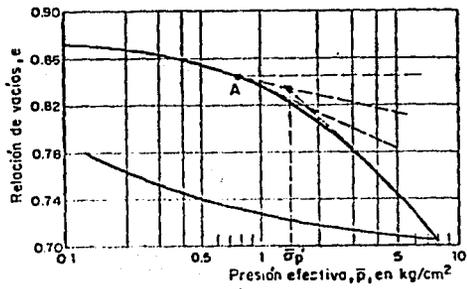
Resistencia al esfuerzo cortante: el valor de la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo es un dato considerablemente importante para la resolución de los problemas de capacidad de carga, capacidad de tierras y estabilidad de talu-



U N A M	TESIS PROFESIONAL
	CURVA DE CONSOLIDACION.
ENEP ACATLAN	ENERO 1988
	FIGURA III.4



U N A M	TESIS PROFESIONAL
	CURVA DE COMPRESIBILIDAD EN ESCALA ARITMÉTICA.
ENEP ACATLAN	ENERO 1968
	FIGURA III.5



U N A M	TESIS PROFESIONAL
	CURVA DE COMPRESIBILIDAD EN ESCALA SEMI-LÓGARITMO CA.
ENEP ACATLAN	ENERO 1986
	FIGURA III.6

des.

Los parámetros ϕ y C que se utilizan para estimar la resistencia al esfuerzo -- cortante de un suelo de acuerdo a la fórmula $\tau = C + \sigma \tan \phi$ se estima por medio de cualquiera de los ensayos siguientes: corte directo, corte por torsión, compresión simple y compresión triaxial.

Las probetas que se emplean en estos ensayos, se obtienen labrando muestras inalteradas o se fabrican en el laboratorio por medio de un procedimiento especificado.

Corte directo: esta prueba se realiza por esfuerzos controlados y deformaciones controladas, aplicándola hasta que la muestra falla, para conocer su máxima resistencia al corte.

Corte por torsión: tiene por finalidad determinar la resistencia máxima y residual de una probeta anular, confinada lateralmente, cuando se le sujeta a un esfuerzo normal y se le aplica un esfuerzo cortante por rotación hasta alcanzar la falla.

Compresión simple: en este tipo de prueba no existe la etapa de confinamiento y con los resultados que se obtienen se dibuja una curva esfuerzo vertical-deformación unitaria.

La probeta de suelo es sometida a una carga axial y se aplica esta fuerza hasta que la muestra falla. El valor máximo del esfuerzo vertical se le conoce como resistencia a la compresión simple (q_u).

Compresiones triaxiales: este tipo de pruebas son las más usadas y consisten en

someter una muestra de forma cilíndrica a compresión en tres direcciones dentro de una cámara triaxial, para evaluar los parámetros de resistencia que alcanza un suelo, en el momento en que falla.

De acuerdo con las condiciones de drenaje que se establezcan en el transcurso de la prueba y para representar las condiciones naturales a las que va a estar sujeta el suelo por una obra, los ensayos triaxiales pueden ser: UU-prueba no consolidada-no drenada (prueba rápida), CD-prueba consolidada-drenada (prueba lenta).

CAPITULO IV

EL SISMO DE SEPTIEMBRE DE 1985.

Desde mediados del siglo pasado nunca se había presentado un sismo tan intenso en la capital de México; probablemente nunca desde entonces se había sacudido el suelo durante un tiempo tan prolongado; nunca se habían derrumbado tantas estructuras por causa alguna en el país; nunca, en ninguna parte del mundo se habían registrado tales aceleraciones espectrales durante periodos tan largos; y nunca en tiempos modernos se había sentido una intensidad tan elevada a 400 km del epicentro.

Dentro del Valle de México se obtuvo un buen número de registros, en diversos tipos de terreno. Ingenuamente supondría uno que a partir de allí y de los sismogramas registrados en estaciones de todo el mundo se podría explicar por qué fué excepcional este evento en la Ciudad de México. Si, la información recabada permite calcular la energía que se liberó, saber que fueron dos los eventos --- principales y cuántos segundos transcurrieron entre ellos, asignar 8.1 a la magnitud del temblor, calcular que la profundidad focal fué de 16 a 18 km. Los registros de réplicas del temblor permiten delinear el área de ruptura. La gran duración del movimiento más de 3 minutos de oscilaciones perceptibles en partes del Valle de México y un número excepcionalmente alto de ciclos significativos --- se explican por el retraso de 26 segundos con que se inició la segunda ruptura. La extrema regularidad del movimiento en algunas partes de la capital obedece a la coincidencia del periodo localmente dominante con un elevado contenido de energía en torno a ese periodo, lo que se acusa en la ordenada espectral muy alta en el periodo de 2.0 segundos, aún en el terreno duro de la Ciudad Universitaria, hecho casi sin precedentes.

IV.1 Origen del sismo.

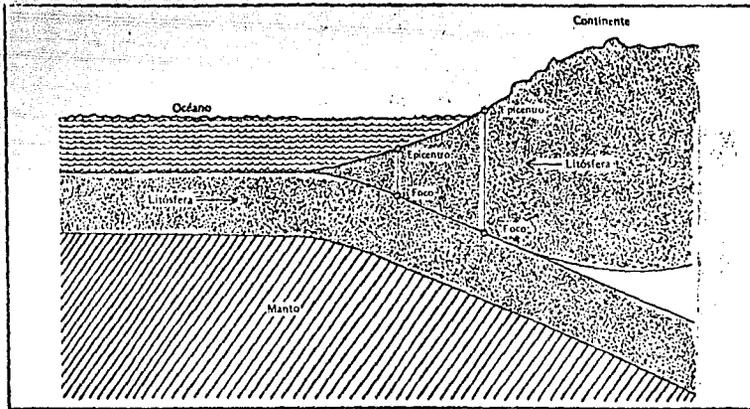
En general, se llama temblor o sismo a cualquier vibración o estremecimiento -- del suelo. Se conoce más acerca de los efectos producidos por un sismo que las causas que lo producen; los temblores pueden tener entre otros un origen tectónico o volcánico.

Un sismo no consiste en la liberación de energía en un punto determinado, sino más bien a lo largo de una falla geológica en una zona más o menos extensa. Generalmente se origina a profundidades de 10 a 50 km de la superficie, aunque algunos se han originado a una profundidad de 600 km. El punto o zona donde se -- origina el sismo recibe el nombre de foco y el punto sobre la superficie terrestre directamente encima del foco se designa por epicentro.

Las erupciones volcánicas pueden producir temblores; sin embargo, la energía liberada es menor que en el caso de los de origen tectónico. En México, son raros los temblores de origen volcánico. El movimiento de la superficie del terreno -- durante un sismo, es producido por las ondas que se originan.

De acuerdo con la tectónica de placas, en la República Mexicana existen las placas: del Pacífico, la de Norteamérica, la de Cocos y la del Caribe.

Las placas están en contacto y se aprietan entre si, con movimientos relativos. A veces se deslizan paralelamente sobre sus márgenes, pero otras veces una se -- sumerge por debajo de otra, dando lugar al fenómeno de subducción (ver figura - IV.1). En este caso, una de ellas cabalga sobre la otra. Las causas de los movimientos de las placas se desconocen, pero se conjetura que se deben a lentas corrientes de convección en el manto, el cual arrastraría a las placas al despla-



U N A M	TESIS PROFESIONAL
	FENOMENO DE SUBDUCCION.
ENEP ACATLAN	ENERO 1988
	FIGURA IX.1

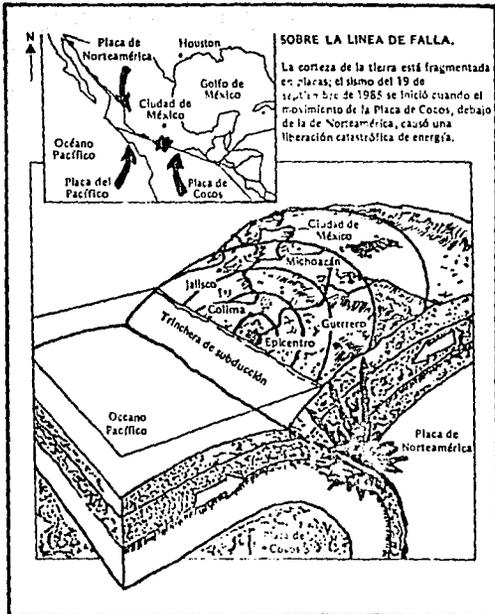
zarse.

La frontera o contacto entre las placas, en una zona de subducción, es una gigantesca falla o sistema de fallas. Así, por ejemplo, frente a las costas de Michoacán y Guerrero se encuentra el contacto entre las placas de Norteamérica y de Cocos, lo que origina la profundidad oceánica conocida como trinchera de Acapulco (figura IV.2).

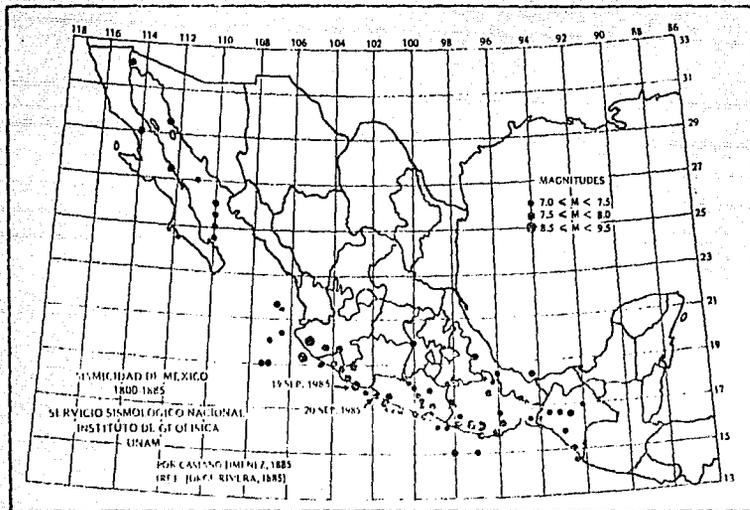
El movimiento de una placa bajo la otra no es continuo, pues la fricción origina discontinuidades en el desplazamiento. Por ello, el esfuerzo se acumula hasta llegar a un nivel mayor que la fuerza de fricción entre placas, lo que produce un deslizamiento súbito que genera las ondas sísmicas o vibraciones del terreno, mismas que constituyen el temblor o terremoto. Así, cada movimiento repentino es un temblor, pero al mismo tiempo ese movimiento es el que mantiene a la placa continental por encima del océano. De esta manera, el motor de los sismos es el mismo que origina los cambios geológicos: sin él no tendríamos continentes, valles, ni atmósfera, o vida sobre la Tierra.

Se conoce en la actualidad que en las placas existen segmentos llamados brechas, que tienen relativa independencia de movimiento. En México, que es un país altamente sísmico (figura IV.3) debido a que su costa del Pacífico está en el borde de una zona de subducción, en la que la placa de Norteamérica cabalga sobre la de Cocos, existen varias de estas brechas, entre ellas están las de Jalisco, Michoacán, Guerrero, Ometepec y Tehuantepec.

Es necesario distinguir dos clases de movimientos en las fronteras de subducción: sismos ordinarios y sismos característicos. En la zona de subducción mexicana se generan sismos característicos con magnitud del orden de 7.8 a 8.2 y cuya longitud de ruptura tiene cierta correlación con el tamaño de las brechas y -



U N A M	TESIS PROFESIONAL
	VISTA ESQUEMATICA DE LA TECTONICA DE LA REGION EPICENTRICA.
ENEP ACATLAN	ENERO 1988
	FIGURA IX.2



U N A M	TESIS PROFESIONAL
	MAPA SISMICO DE LA REPUBLICA MEXICANA.
ENEP ACATLAN	ENERO 1988
	FIGURA IX.3

puede alcanzar unos 200 km. Por otra parte, los sismos ordinarios son más pequeños y más frecuentes, pero raramente producen daños en el Distrito Federal.

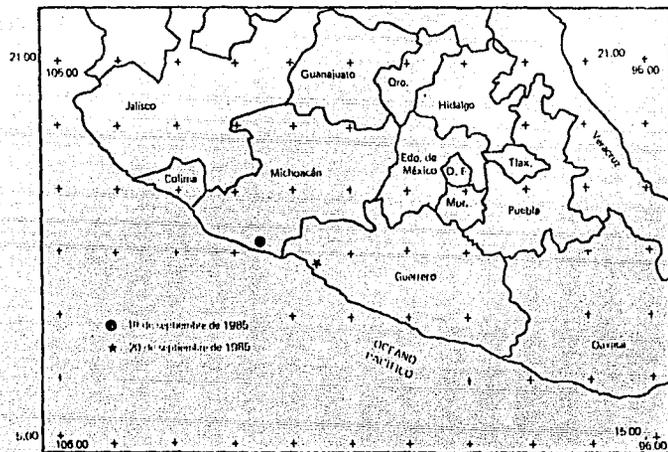
Suelen transcurrir muchos años antes de que se repita un sismo característico en una misma brecha. Por ejemplo, en el caso de México los períodos de recurrencia se han estimado entre 32 y 56 años. Durante este tiempo la brecha está quieta, en el sentido en que no presenta actividad sísmica mayor, por lo que se habla de una zona de quietud.

En general, una zona de quietud que se localiza en una área de subducción sísmica indica que se está acumulando energía que finalmente tendrá que liberarse en forma de sismos. Fue así como gran parte de la energía acumulada en la brecha de Michoacán se liberó a través de un gran sismo: el del 19 de septiembre de 1985.

IV.2 Características del movimiento en la zona del Lago de la Ciudad de México.

A las 7 horas 17 minutos 48.5 segundos, hora local, del 19 de septiembre de 1985, se originó cerca de la costa de los estados de Michoacán y Guerrero un fuerte sismo de magnitud $M_s = 8.1$ en escala de Richter. El epicentro del terremoto fue localizado por el Servicio Sismológico Nacional en el punto de coordenadas $17.6^\circ N$ y $102.5^\circ W$ en el océano Pacífico frente a la desembocadura del Río Balsas, dentro de la brecha de Michoacán (ver figura IV.4). Dicho epicentro se encuentra en dirección general suroeste, a 400 km de Ciudad Universitaria.

A partir del análisis realizado posteriormente mediante los registros de una red más amplia de sismógrafos, se estableció que el sismo del 19 de septiembre estuvo formado por dos eventos principales, el segundo de los cuales ocurrió 29 se-



U N A M	TESIS PROFESIONAL
	LOCALIZACION DE LOS EPI- CENTROS DE LOS SISMOS DE 1985.
ENEP ACATLAN	ENERO 1986
	FIGURA IV. 4

gundos después de iniciado el primero. Además, como es frecuente en estos casos la brecha de Michoacán continuó liberando energía a través de réplicas, la más importante de las cuales tuvo lugar el 20 de septiembre, a las 19 horas 37 minutos 13.8 segundos (hora local), con magnitud $M_s = 7.5$, cuyo epicentro se localizó en las coordenadas $17.8^\circ N$ y $101.6^\circ W$, a cerca de 340 km de México (D.F.) y a 105 km del epicentro del evento mayor.

Ambos macrosismos produjeron enormes daños y sobre todo pérdidas de vidas humanas, además la réplica del 20 de septiembre causó daños adicionales a edificios ya afectados por el sismo del día anterior (19 de septiembre) y el derrumbe de algunas estructuras gravemente dañadas.

Las intensidades en el Distrito Federal variaron entre VI, en la periferia del Valle de México, y IX en las zonas más dañadas del centro de la ciudad (Zona del Lago). El sismo se inició en forma leve (intensidad II a III) y se incrementó gradualmente hasta convertirse en un movimiento oscilatorio casi monocrómico, con periodos del orden de 2 segundos. La duración del terremoto aproximadamente fué de más de 2 minutos. En la tabla IV.1 se observa la descripción de la escala de intensidad sísmica Mercalli modificada.

No obstante la apreciable distancia del Distrito Federal con respecto al epicentro (unos 400 km), al llegar las ondas sísmicas a algunas zonas construidas de la Ciudad de México (particularmente las que se apoyan en capas de arcilla altamente compresible como la Zona del Lago) las aceleraciones del sismo, y en consecuencia los movimientos, se amplificaron notoriamente. Así, en terrenos relativamente firmes, como son aquellos subyacentes a la Ciudad Universitaria, se midieron aceleraciones de 4 al 5% de las de la gravedad; en tanto que en los terrenos en que se situaba el Centro SCOP en la colonia Narvarte, las componentes máximas de las aceleraciones medidas fueron del orden del 20% de la aceleración de la --

TABLA IV.1 Escala de Intensidad Sísmica Mercalli Modificada

I	- Instrumental	Se observará únicamente mediante instrumentos especiales.
II	- Muy ligero	Se siente solamente por personas que se encuentran en reposo absoluto. Los objetos suspendidos oscilan ligeramente.
III	- Ligero	Sentido por muchas personas, especialmente en los pisos altos de los edificios. Se sienten vibraciones semejantes a las de un camión. Puede estimarse la duración.
IV	- Medio fuerte	Sentido por muchas personas en el interior de los edificios y por algunas en el exterior. No causa pánico.
V	- Fuerte	Se siente en las habitaciones por todos y por muchas en el exterior de los edificios. Se rompen algunos vidrios y aparecen grietas en algunos recubrimientos.
VI	- Muy fuerte	Se siente por todos. Produce daños ligeros en edificios pobremente contruidos.
VII	- Muy violento	Daños insignificantes en edificios bien diseñados y contruidos. Daños moderados en edificios ordinarios bien contruidos.
VIII	- Ruinoso	Daño ligero en estructuras contruidas especialmente para soportar sismos. Daños considerables en edificios ordinarios, Tableros, muros y recubrimientos pueden ser expulsados de estructuras reticulares.
IX	- Desastroso	Considerable daño en estructuras especialmente contruidas para soportar temblores. Estructuras bien diseñadas se inclinan por daños en la cimentación. La tierra se agrieta notablemente. Desplazamiento de vías férreas y caminos.
X	- Catastrófico	Destruídas muchas estructuras especialmente diseñadas. Grandes grietas en la tierra y deslizamientos de montañas. Edificios destruidos incluyendo sus cimentaciones.
XI	- Catastrófico	Pocas estructuras o ningunas permanecen en pie.
XII	- Catastrófico	Destrucción completa.

gravedad, es decir, unas 5 veces mayores que en zonas "firmes".

La excepcional duración del sismo y la increíble regularidad de las ondas sísmicas, registradas con un período de vibración casi uniforme de unos 2 segundos de duración, excitaron los mantos de arcilla descritos, los cuales, según cálculos hechos hace ya varios años por diversos autores (entre los que se citan el Dr. - Emilio Rosenblueth y el Dr. Leonardo Zecvaert), tenían el mismo período de vibración para esos espesores, por lo que entraron en resonancia, con el efecto amplificador que se ha señalado.

Esto explica que las zonas con daños se hayan circunscrito, casi exclusivamente - al centro de la ciudad (Zona del Lago); mientras, que los daños fueron mínimos - en zonas de la urbe donde el período de vibración dominante del terreno era pequeño, como las colonias Polanco, Tecamachalco, Lomas de Chapultepec, Pedregal - de San Angel, etc, pertenecientes a la Zona de Lomas.

Si a lo anterior se agrega que los períodos naturales de vibración de muchos edificios de 6 a 15 pisos de altura también son del orden de dos segundos, y por tanto son susceptibles de entrar en resonancia con los movimientos, se comprende perfectamente la concentración de los daños y colapsos que ocurrió en edificios de esas características y en esas localizaciones.

De acuerdo con una inspección que se realizó en las zonas afectadas, se permite deducir que muchas de las fallas estructurales observadas se deben principalmente a errores humanos de los siguientes tipos:

- a). Errores de diseño: por ejemplo, en algunas escuelas se incurrió en el error de combinar ejes de columnas largas, con ejes paralelos de columnas cortas o mochetas no reforzadas. También fué notable el número de fallas en edificios

irregulares en esquinas oblicuas o en cuchilla, donde la falta de simetría estructural agudizó el fenómeno de la torsión sísmica.

- b). Cambio de uso: fué notorio el caso de edificios diseñados para cargas ligeras o para vivienda, que fueron convertidos en bodegas de libros o de telas o en fábricas de ropa, con maquinaria en operación en los pisos altos. Lo mismo se observó en algunos hospitales, donde las pesadas fuentes de radiación de medicina nuclear se ubicaron no en los sótanos, sino en los últimos pisos.
- c). Modificaciones o alteraciones de edificios: muchas fallas se debieron a modificaciones estructurales importantes, que fueron realizadas por los propietarios de los inmuebles, en fechas posteriores a la construcción original, al parecer sin la licencia correspondiente.
- d). Fallas de cimentación: la pérdida de adherencia en pilotes de fricción y algunos asentamientos hasta de 60 cm, observados bajo edificios cimentados con pilotes de punta, sugieren fallas en las arcillas, quizás ocasionadas por la extracción del agua, que en arcillas del tipo montmorilonítico pueden reducir las a la consistencia de un polvorón. Tal vez la ejecución a cielo abierto de grandes obras con extracción constante de enormes volúmenes de agua, para trabajar en seco, haya afectado esas arcillas en una amplia zona colindante a dichas obras. También se deduce que la naturaleza del suelo ha cambiado en el centro de la ciudad, dado el tipo de grietas y bordos nunca antes observados. Posiblemente esto también influyó en los factores de amplificación.
- e). Mala calidad o degradación de los materiales: resultó evidente la pésima calidad de algunos aceros de refuerzo y de algunos concretos, obtenidos de las

estructuras colapsadas. Lo que se ignora es si la pérdida de resistencia se produjo durante el sismo por los repetidos ciclos de carga o si era una falla de origen.

- f). Errores de ejecución y falta de supervisión: nuevamente, este tipo de falla - fué el más abundante, y consistió en: mala colocación del acero de refuerzo, anclajes insuficientes, juntas de colado con material extraño como papel o madera, traslapes insuficientes y pésima soldadura de unión en las varillas de mayor diámetro, concretos mal vibrados o segregados durante el colado, ma las conexiones de los muros de relleno, etcétera.

Por las características de los sismos registrados instrumentalmente, y debido a la enorme amplificación del fenómeno ocasionada por el subsuelo del Valle de México, resulta sorprendente que los daños materiales causados por estos sismos no hayan sido mayores. Además hubo una serie de características peculiares en el movimiento sísmico y en la respuesta dinámica de los suelos y de las estructuras, que requieren un replanteamiento general de la tecnología constructora y de los reglamentos de construcción, así como la creación de mecanismos más estrictos de supervisión y control de calidad en la ejecución de las construcciones.

CAPITULO V

CARACTERISTICAS DEL CASO EN ESTUDIO.

El caso que se analizará corresponde a un edificio ubicado en el centro de la Ciudad de México, que resultó afectado por los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985, el cual se encuentra apoyado en una cimentación parcialmente compresada con pilotes de fricción.

En la Ciudad de México es frecuente el empleo de este tipo de cimentación, en el área conocida como zona de Lago, caracterizada por depósitos lacustres de arcilla blanda y compresible, de gran espesor, en la que se ubica la zona que sufrió mayores daños durante los pasados eventos sísmicos.

A continuación se describen las características geotécnicas del sitio, el tipo de estructuración y el comportamiento observado del edificio.

V.1 Subsuelo.

El predio del edificio en estudio se localiza en la llamada zona de Lago del Valle de México.

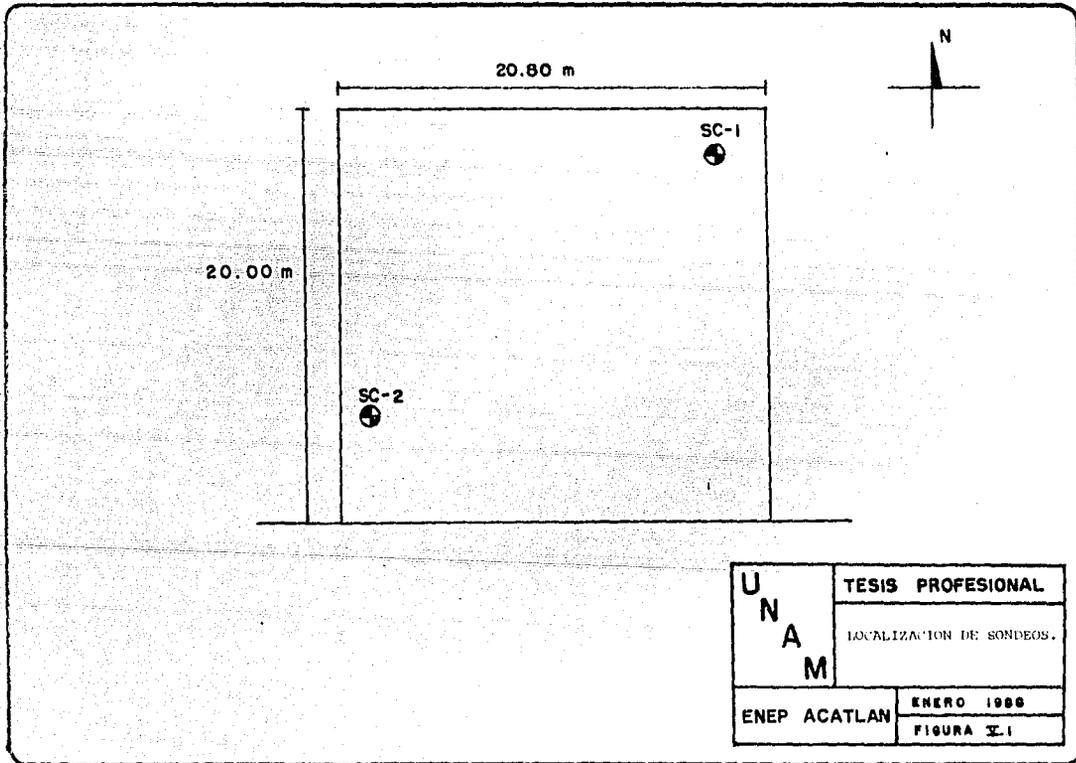
De acuerdo con la información recabada de los dos sondeos de cono eléctrico y -- del sondeo de penetración standard que se realizaron para el estudio geotécnico original del caso en estudio, se determinó la estratigrafía del sitio, apoyándose en la correlación que hay entre la resistencia de punta y las características de los distintos tipos de suelos en el Valle de México (tabla V.1).

Tabla V.1
Correlaciones de la resistencia de las arcillas de la Ciudad de México
($q_c/N_k = C_{uu}$)

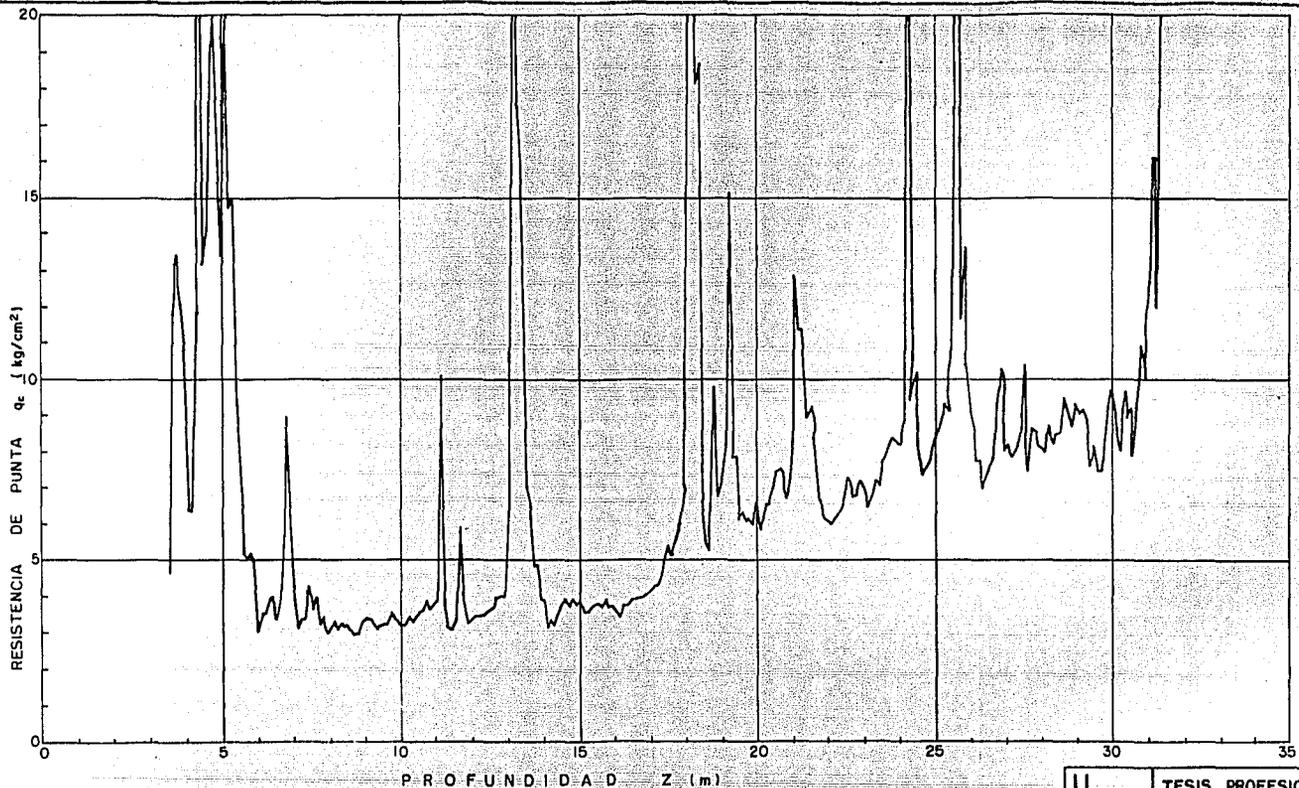
Tipo de suelo	q_c	Prueba		Torcónmetro		Penetróme- tro manual
		Triaxial UU	Compresión Simple	Lab.	Campo	
Costra seca	$5 < q_c < 10$	$q_c/14$	$q_c/20$	--	--	--
Arcillas blandas	$q_c < 5$	$q_c/13$	$q_c/16$	$q_c/12$	$q_c/14$	--
Líms arcillosos duros	$q_c > 10$	$q_c/24$	$q_c/54$	--	--	$q_c/29$

La exploración del subsuelo se efectuó mediante dos sondeos con cono estático -- eléctrico en la parte interna del edificio, a 31.2 m y 37.8 m de profundidad -- (figura V.1). Este tipo de sondeos permite medir la variación de la resistencia de los diferentes estratos que forman el subsuelo en que se apoya el edificio; se utilizó un cono de 13.4 cm² de sección transversal, hincado a una velocidad de 1 cm/seg y con las características señaladas en el capítulo III de este trabajo.

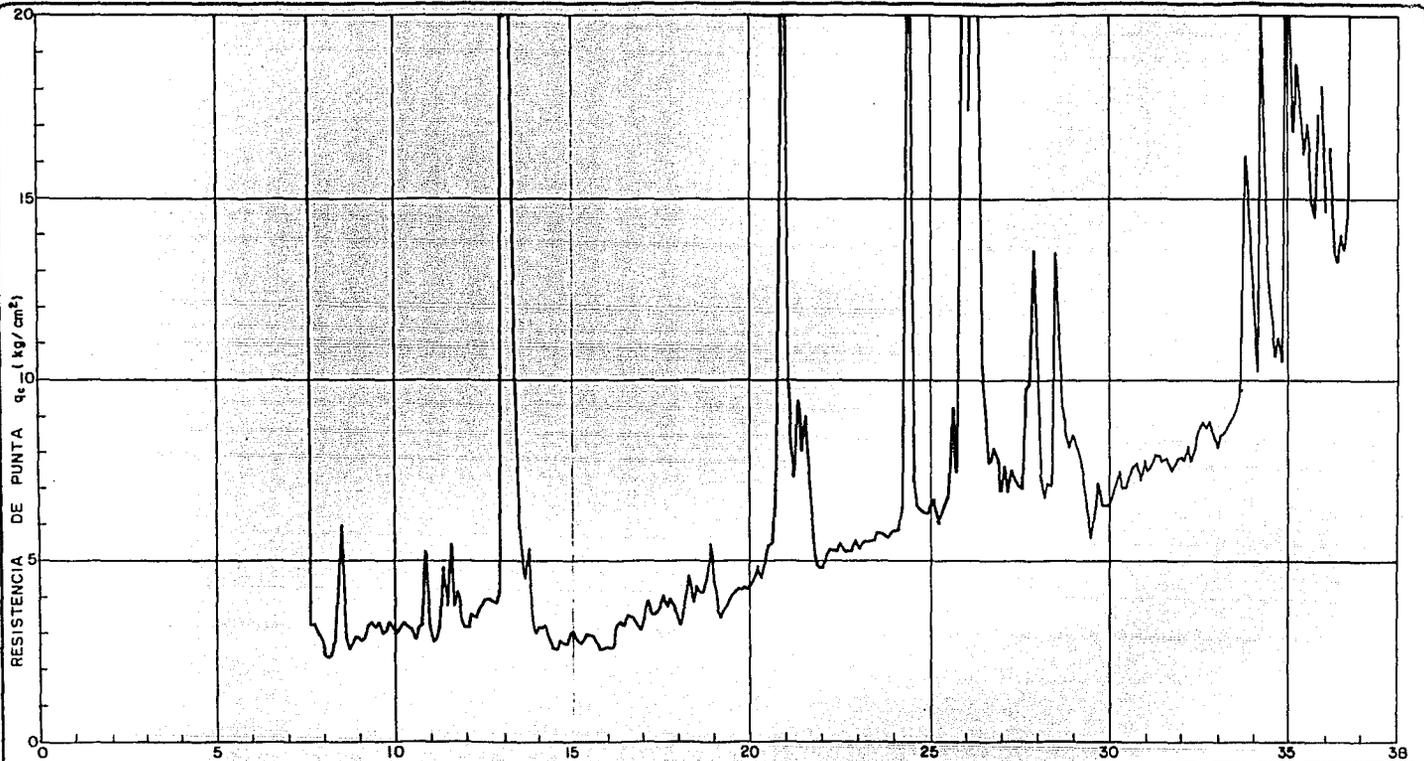
La variación de la resistencia de punta (q_c) con la profundidad se observa gráficamente en las figuras V.2 y V.3; los perfiles estratigráficos de estas figuras muestran que el suelo es característico de la zona del Lago, en la que predominan los suelos blandos. También se visualiza que el suelo está ligeramente preconsolidado hasta los 12 m de profundidad debido a las sobrecargas del relleno y la carga no compensada de la estructura; el suelo es normalmente consolidado has



U N A M	TESIS PROFESIONAL
	LOCALIZACION DE SONDEOS.
ENEP ACATLAN	ENERO 1986
	FIGURA I.1



U N A M	TESIS PROFESIONAL
	RESISTENCIA DE PUNTA -- CON CARGO ELÉCTRICO (kg-cm ²)
ENEP ACATLAN	ENERO 1988
	FIGURA X.2



U N A M	TESIS PROFESIONAL
	RESISTENCIA DE PUNTA -- CON CON. ELECTRICOS --
ENEP ACATLAN	ENERO 1988
	FIGURA X.3

ta los 33 m, y a partir de ahí hasta la capa dura (37.5 m), es ligeramente preconsolidado por efecto del bombeo profundo.

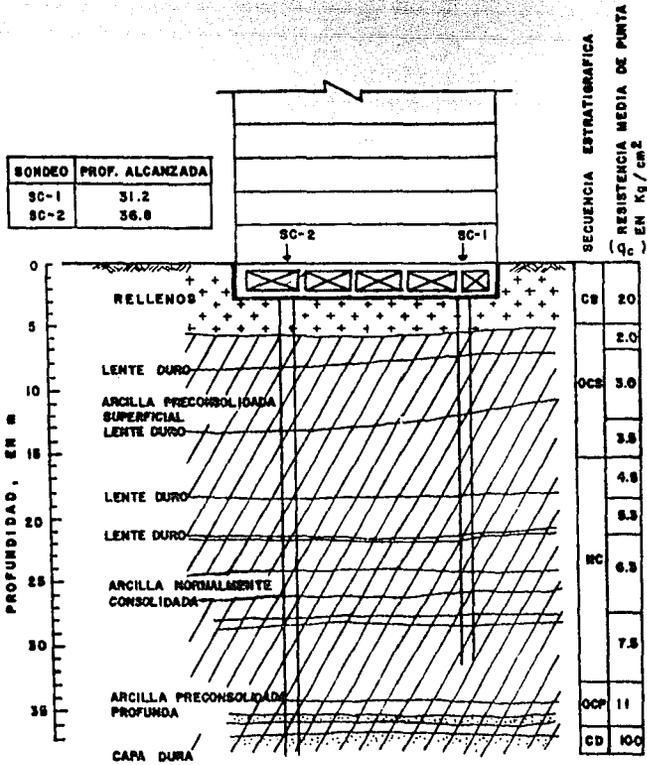
En el corte que aparece en la figura V.4, se presenta la interpretación estratigráfica en forma esquemática, en la que se indican los espesores de la costra superficial y las características de los estratos blandos, así como de los lentes duros, indicando en cada caso el valor medio de la resistencia de punta del cono.

Los parámetros de resistencia al corte y compresibilidad se obtuvieron por correlación con la resistencia de punta del cono; los correspondientes a la resistencia se muestran en la tabla V.2 y los de compresibilidad en la figura V.5.

Tabla V.2
Resistencia al corte no drenada, correlacionada con el cono eléctrico
sondeos SC-1 y SC-2

Estrato	Profundidad (m)	Espesor (m)	q_c^* kg/cm ²	$c = q_c/N_k^*$ kg/cm ²	
	0	3.1	cajón de cimentación		
1	3.1	5.1	2.0	0.87	
2	5.1	13.0	7.9	0.24	
3	13.0	21.0	8.0	0.25	
4	21.0	25.5	4.5	0.43	
5	25.5	34.0	8.5	0.55	

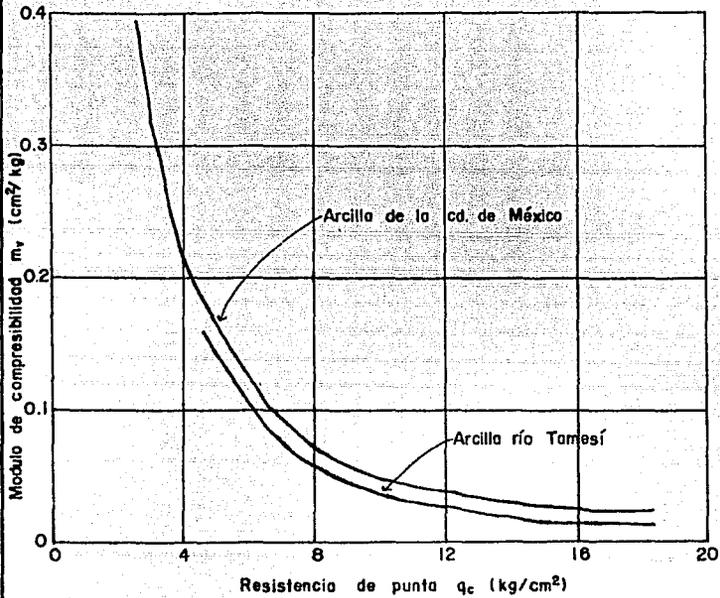
BONDEO	PROF. ALCANZADA
SC-1	31.2
SC-2	36.8



- CB COSTRA SUPERFICIAL
- OCS ARCILLA PRECONSOLIDADA SUPERFICIAL
- NC ARCILLA NORMALMENTE CONSOLIDADA
- OCP ARCILLA PRECONSOLIDADA PROFUNDA
- LD LENTE DURO
- CD CAPA DURA

U N A M	TESIS PROFESIONAL
	COSTA ESTRATIGRAFICA
ENERO 1988	
FIGURA X.4	

ENEP ACATLAN



U N A M	TESIS PROFESIONAL
	CORRELACION ENTRE LA RESISTENCIA DE PUNTA Y LA COMPRESIBILIDAD
ENEP ACATLAN	ENERO 1988
FIGURA X.5	

* Nomenclatura:

q_c = resistencia de punta de cono

c = resistencia al corte no drenada

N_k = factor de correlación (tabla V.1)

V.2 Estructura.

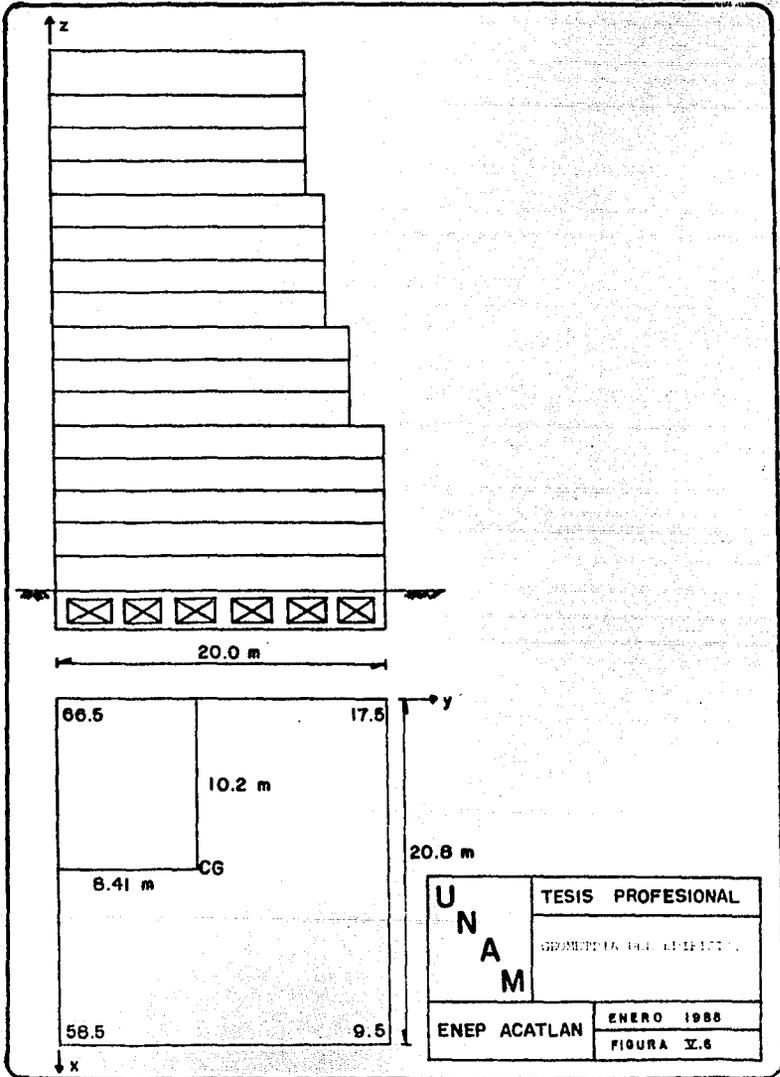
El edificio que nos ocupa estaba destinado para oficinas, ocupando un área con dimensiones de 20,0 m x 20.8 m; tal estructura consta de 16 pisos y planta baja, y fué diseñado estructuralmente con muros de carga y de rigidez de concreto reforzado, losas aligeradas apoyadas sobre traveses de concreto reforzado.

A partir del quinto nivel la forma de la estructura es de áreas decrecientes, -- por lo que el centro de gravedad queda exocéntrico 1.55 m hacia el Sur.

El peso total de la estructura es de aproximadamente 5 679 toneladas, se considera carga viva y el cajón de cimentación.

En la figura V.6 se muestra la geometría del edificio, así como las cargas de -- trabajo, de donde se tienen los siguientes datos:

Peso de la estructura (CM + CV)	5 679 ton
Area en la base	416 m ²
Presión de contacto en la base	13.65 ton/m ²
Presión total del suelo al nivel de desplante	5.0 ton/m ²



U N A M	TESIS PROFESIONAL
	GEOMETRIA DEL EDIFICIO
ENEP ACATLAN	ENERO 1988
	FIGURA V.6

Presión vertical no compensada

8.65 ton/m²

Por lo tanto, la carga neta transmitida a la cimentación es $W_n = 416 \text{ m}^2 \times 8.65 \text{ ton/m}^2 = 3598.4 \text{ ton}$.

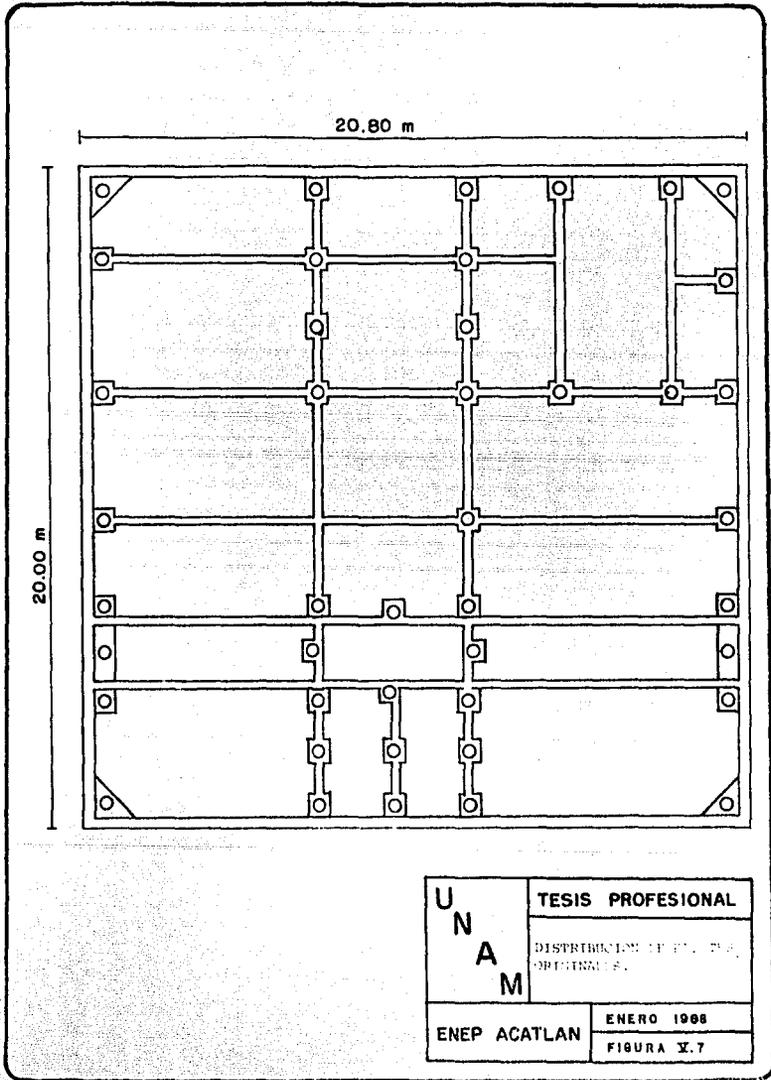
La cimentación del edificio fué resuelta por medio de un cajón para compensación parcial, desplantado a 3.1 m de profundidad, combinado con 43 pilotes de fricción de sección triangular de 45 cm de lado, con la punta a 28.0 m de profundidad (fig. V.7).

V.3 Daños.

Por lo que se refiere al comportamiento de la cimentación del edificio, ésta no se comportó adecuadamente ante las solicitaciones ocurridas, debido a que en el diseño de la cimentación no se tomó en cuenta ninguna consideración del efecto sísmico.

El diagnóstico de los daños sufridos es el siguiente: el sismo del 19 de septiembre provocó que el edificio se asentara diferencialmente; las mediciones realizadas después de este evento muestran asentamientos del orden de 9.5 y 17.5 cm en las esquinas NE y NW, y de 58.5 y 66.5 cm en las SE y SW, respectivamente (fig. V.6); esto ocasionó un desplome de 128 cm. Es importante aclarar que no se conocen los asentamientos que tenía el edificio antes del sismo. El cajón de cimentación tiene un asentamiento diferencial máximo de 57 cm hacia las esquinas NE y SW.

La estructura no ha sufrido movimientos adicionales hasta la fecha en que se el



U N A M	TESIS PROFESIONAL
	DISTRIBUCION DE PL. TUB. ORIGINALES.
ENEP ACATLAN	ENERO 1988
	FIGURA X.7

boró el reporte de la inspección hecha al edificio después del sismo, pero es de esperarse que debido a la sobrecarga provocada por la excentricidad, se tengan movimientos diferenciales crecientes con el tiempo.

Es de hacer notar que la construcción no sufrió daños estructurales, por lo que la recimentación del edificio debe resolver los dos siguientes aspectos: corregir la excentricidad de las cargas y aumentar la capacidad de carga de la cimentación, para adecuarla satisfactoriamente a las sollicitaciones sísmicas.

CAPITULO VI

CRITERIOS ESTATICOS DE ANALISIS SISMICO.

Se presentan los criterios estáticos de análisis sísmico para un edificio parcialmente compensado con pilotes de fricción, efectuando un estudio comparativo entre éstos y analizando la influencia del sismo de septiembre de 1985 en las modificaciones impuestas en dichos criterios. Se estudia el número de pilotes requerido por cada criterio, antes y después del evento sísmico.

El diseño de las cimentaciones en la zona lacustre de la Ciudad de México presenta dificultades muy superiores a las usuales en otras ciudades. En efecto, es necesario tomar en cuenta:

- a). La baja resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas.
- b). Su alta compresibilidad que obliga a limitar las presiones aplicadas al terreno a valores aún más pequeños que los aceptables desde el punto de vista de la resistencia, para evitar asentamientos totales y diferenciales excesivos.
- c). La existencia de hundimiento regional que provoca la emersión de las cimentaciones apoyadas en estratos resistentes profundos y la sobrecarga de sus pilotes o pilas por fricción negativa.
- d). La frecuencia e intensidad de los sismos que se presentan en el Valle de México.

Los requerimientos impuestos por las condiciones anteriores hace que se recurra a una gran variedad de tipos de cimentaciones, dependiendo de las características de la edificación.

VI.1 Antes del sismo

VI.1.a Reglamento de Construcciones del DDF.

Para fines de estudio el análisis del edificio parcialmente compensado con pilotes de fricción incluye únicamente la revisión de los estados límite de falla. - En este caso particular, el diseño está regido por la revisión de los estados límite de servicio y consiste en definir el número de pilotes suficiente para que, tomando en cuenta la compensación parcial, los movimientos verticales resulten aceptables. Definido este número se revisará el estado de falla.

Las acciones a considerar sobre la cimentación serán las siguientes (Art. 215):

- a). Combinación de cargas muertas y de cargas vivas con intensidad máxima.
- b). Peso propio de la cimentación.
- c). Descarga por excavación.

La capacidad de carga por fricción se calcula con la siguiente expresión:

$$Q_f = p \sum_{i=1}^n C_i \Delta z_i \dots (VI.1)$$

donde:

Q_f = capacidad de carga por fricción, en kg

p = perímetro del pilote, en cm

C_i = cohesión del estrato i , en kg/cm²

Δz_i = espesor del estrato i , en cm

n = número de estratos que atraviesa el pilote

Para un pilote de sección triangular de 45 cm de lado, hincado a 28.0 m de profundidad (24.9 m de longitud efectiva de trabajo) y con los datos que se muestran en la tabla V. 2, se obtiene la siguiente capacidad de carga última:

$$Qf_1 = 135 \times 0.87 \times 200 = 23\,490 \text{ kg}$$

$$Qf_2 = 135 \times 0.24 \times 790 = 25\,596 \text{ kg}$$

$$Qf_3 = 135 \times 0.25 \times 800 = 27\,000 \text{ kg}$$

$$Qf_4 = 135 \times 0.43 \times 450 = 26\,122.5 \text{ kg}$$

$$Qf_5 = 135 \times 0.55 \times 250 = 18\,562.5 \text{ kg}$$

$$Qf = 120.77 \text{ ton}$$

El número de pilotes requerido para soportar las cargas estáticas de la estructura se calcula con la siguiente expresión:

$$N = \frac{W_n}{Fr \cdot Qf} \quad \dots \text{ (VI.2)}$$

donde:

N = número de pilotes

W_n = peso neto transmitido por la estructura, en ton

Fr = factor de reducción, 0.7

Qf = capacidad de carga por fricción, en ton

Considerando la descarga por excavación, el valor de W_n en la expresión anterior es:

$$W_n = (CM + CV m) - W_c \quad \dots \text{(VI.3)}$$

donde:

CM + CV m = carga muerta más carga viva máxima, incluyendo peso de la cimentación, en ton

W_c = carga compensada por la excavación, en ton

$$W_n = 5\,679 - 2\,080 = 3\,599 \text{ ton}$$

Por lo tanto, el número de pilotes necesarios es:

$$N = \frac{3\,599 \text{ ton}}{0.7 \times 120.77 \text{ ton}} = 43 \text{ pilotes}$$

En la revisión del estado límite de falla debe cumplirse la desigualdad siguiente:

$$\sum Q F_c \leq R \quad \dots \text{(VI.4)}$$

donde:

$\sum Q F_c$ = suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada de sus factores de carga (Art. 220).

R = capacidad de carga de la cimentación determinada de acuerdo con el Art. 267

La capacidad de carga R se considerará igual al menor de los siguientes valores:

a). Suma de las capacidades de carga de los pilotes individuales.

- b). La capacidad de carga de una pila o zapata de geometría igual a la de la envolvente del conjunto de pilotes.
- c). Suma de las capacidades de carga de los diversos grupos de pilotes en los -- que se pueda subdividir la cimentación.

En los casos a y c se tomará en cuenta la capacidad de carga del suelo en el con tacto con la losa de cimentación.

Para la combinación (cargas muertas y cargas vivas con intensidad máxima) más des favorable se tiene:

- a). Revisión de los pilotes individuales.

La capacidad de carga de los pilotes se calcula con la ecuación siguiente:

$$C_f = n A_L f F_R \dots (VI.5)$$

donde:

C_f = capacidad de carga por fricción, en ton

n = número de pilotes

A_L = área lateral del pilote igual a 33.615 m²

f = adherencia lateral media pilote-suelo igual a 3.59 ton/m² (cohesión media - en el estrato)

F_R = factor de resistencia igual a 0.7 (Art. 268)

$$C_f = 43 \times 33.615 \times 3.59 \times 0.7 = 3\ 632.4 \text{ ton}$$

La capacidad de carga del suelo en contacto con la losa de cimentación se calcula con la siguiente expresión:

$$C_f = C Ncs A_f F_R + P_v A_f \dots \text{(VI.6)}$$

donde:

C_f = capacidad de la losa, en ton

c = cohesión igual a 8.7 ton/m²

A_f = área de la losa, descontando el área que ocupan todos los pilotes; igual a 412.23 m²

Ncs = coeficiente de capacidad de carga igual a 5.43 (ver fig. 8 de la ref. 8)

F_R = factor de resistencia igual a 0.7 (Art. 268)

P_v = presión vertical actuante a la profundidad de desplante por peso propio del suelo igual a 5.0 ton/m²

$$C_f = (8.7 \times 5.43 \times 412.23 \times 0.7) + (5.0 \times 412.23)$$

$$C_f = 15\ 693 \text{ ton}$$

La suma de las cargas de la combinación más desfavorable y del peso del cajón de cimentación con los pilotes de fricción, afectada por un factor de carga igual a 1.4 (Art. 220) es:

$$\Sigma Q F_c = 1.4 [5\ 679 + (5.24 \times 43)] = 8\ 266 \text{ ton}$$

La desigualdad $\Sigma Q F_c \leq R$ queda:

$$8\ 266 < 3\ 632,4 + 15\ 693$$

$$8\ 266 < 19\ 325,4$$

que se cumple.

Se observa que para asegurar el cumplimiento de la desigualdad anterior la losa - de cimentación debe tener capacidad estructural suficiente para soportar la presión de contacto de:

$$\frac{8\ 366 - 3\ 632,4}{416} = 11,14 \text{ ton/m}^2$$

- b). Revisión de la pila de geometría igual a la de la envolvente del conjunto de pilotes.

La capacidad de carga se calcula con la siguiente expresión:

$$R = [(C\ Ncs) F_R + P_v] A_p \quad \dots (VI.7)$$

donde:

R = capacidad de carga, en ton

C = cohesión igual a 4.9 ton/m²

Ncs = coeficiente de capacidad de carga igual a 6.56 (ver fig. 8 de la ref. 8)

A_p = área transversal de la pila igual a 416 m²

P_v = presión vertical total debida al peso propio del suelo. En este caso no debe considerarse, ya que en las acciones no se tomo en cuenta el peso propio del suelo incluido en la pila

F_R = factor de resistencia igual a 0.7 (Art. 268)

$$R = 4.90 \times 6.56 \times 0.7 \times 416 = 9\,360.3 \text{ ton}$$

La desigualdad $\sum Q_i F_c \leq R$ queda:

$$8\,266 < 9\,360.3$$

que se cumple:

- c). Revisión de grupos de pilotes en los que se pueda subdividir la cimentación.

Tomando en cuenta que en este caso particular ningún subgrupo de pilotes tiene un perímetro menor que la suma de los perímetros individuales, no procede la verificación correspondiente.

VI.1.1.b Criterio particular.

La estabilidad de las cimentaciones piloteadas debe revisarse de acuerdo con — dos mecanismos de falla:

- a). Considerando la suma de las capacidades individuales de los pilotes, y
- b). Tomando en cuenta el trabajo de grupo.

El número de pilotes necesario para absorber las sollicitaciones estáticas y sísmicas corresponde a la menor capacidad de carga obtenida de ambos mecanismos.

- a). Capacidad de carga de la cimentación considerando pilotes individuales.

* Capacidad de carga individual; se revisó considerando la fricción desarrollada a lo largo de cada pilote, con la expresión (VI.1).

Para un pilote de sección triangular de 45 cm de lado, hincado a 28.0 m de profundidad (24.9 m de longitud efectiva de trabajo) y con los valores que se muestran en la tabla V.2, se obtiene la siguiente capacidad última de carga:

$$Qf_1 = 135 \times 0.87 \times 200 = 23\,490 \text{ kg}$$

$$Qf_2 = 135 \times 0.24 \times 790 = 25\,596 \text{ kg}$$

$$Qf_3 = 135 \times 0.25 \times 800 = 27\,000 \text{ kg}$$

$$Qf_4 = 135 \times 0.43 \times 450 = 26\,122.5 \text{ kg}$$

$$Qf_5 = 135 \times 0.55 \times 250 = 18\,562.5 \text{ kg}$$

$$Qf = 120.77 \text{ ton}$$

La geometría de la estructura y la distribución de cargas estáticas generan una excentricidad del centro de gravedad de 1.55 m respecto al centro geométrico.

La excentricidad debe corregirse con lastre, que se propone esté formado con la combinación de arena saturada colocada en las celdas del cajón de cimentación y lastre de concreto adherido al muro posterior; el peso del lastre requerido resulta $W_L = 1\ 067$ ton.

- * Número de pilotes; el total de pilotes en condiciones de trabajo se calcula con la ecuación VI.2.

En condiciones estáticas, el valor de W_n en la expresión VI.2 es:

$$W_n = [(CM + CVm) + W_L] - W_c \quad \dots \text{ (VI.8)}$$

donde:

$CM + CVm$ = carga muerta más carga viva máxima, 5 679 ton

W_L = peso del lastre, 1 067 ton

W_c = carga compensada por la excavación, 2 080 ton

$$W_n = 5\ 679 + 1\ 067 - 2\ 080 = 4\ 666 \text{ ton}$$

Así resulta que el número de pilotes por carga estática es el siguiente:

$$N = \frac{4\ 666 \text{ ton}}{0.7 \times 120.771 \text{ ton}} = 56 \text{ pilotes}$$

Estos deben incrementarse para soportar el efecto sísmico.

En condiciones sísmicas, W_n corresponde a la sobrecarga inducida en la combinación de momentos de volteo más desfavorable y se calcula de la siguiente manera:

Los parámetros para el análisis sísmico de la cimentación se obtuvieron -- del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. El edificio en estudio, según su uso, pertenece al grupo B y según el tipo de estructura al tipo I, el coeficiente sísmico es $C_s = 0.24$ y el factor de ductilidad en las direcciones x y es $Q_x = 4$ y $Q_y = 2$.

Con los datos anteriores, se calculan los cortantes basales y los momentos de volteo, en ambas direcciones con los siguientes expresiones:

$$V_x = \frac{W C_s}{Q_x} \quad \dots \text{ (VI.9)}$$

$$V_y = \frac{W C_s}{Q_y} \quad \dots \text{ (VI.10)}$$

$$M_x = V_y H \quad \dots \text{ (VI.11)}$$

$$M_y = V_x H \quad \dots \text{ (VI.12)}$$

donde:

V_x, V_y = cortantes basales en las direcciones x y y

W = peso de la estructura

C_s = coeficiente sísmico

Q_x, Q_y = factor de ductilidad en las direcciones x y y

H = altura al centro de gravedad, donde se aplica la fuerza sísmica.

$$V_x = \frac{5\,679 \text{ ton} \times 0.24}{4} = 340.74 \text{ ton}$$

$$V_y = \frac{5\,679 \text{ ton} \times 0.24}{2} = 681.48 \text{ ton}$$

$$M_x = 681.48 \text{ ton} \times 21 \text{ m} = 14\,311.08 \text{ ton-m}$$

$$M_y = 340.74 \text{ ton} \times 21 \text{ m} = 7\,155.54 \text{ ton-m}$$

Los momentos de volteo así calculados inducen a la masa de suelo esfuerzos máximos en las direcciones con mayor y menor ductilidad, y se calculan --- con las siguientes ecuaciones:

$$T_x = \frac{M_y x}{I_x} \quad \dots \text{ (VI.13)}$$

$$T_y = \frac{M_x y}{I_y} \quad \dots \text{ (VI.14)}$$

donde:

T_x, T_y = esfuerzos sísmicos máximos en las direcciones x, y

x, y = distancia del centro de gravedad a los ejes x, y

I_x, I_y = momentos de inercia en las direcciones x, y

$$T_x = \frac{7\,155.54 \text{ ton-m} \times 11.21 \text{ m}}{14\,998 \text{ m}^4} = 5.35 \text{ ton/m}^2$$

$$T_y = \frac{14\,311.08 \text{ ton-m} \times 11.25 \text{ m}}{14\,998 \text{ m}^4} = 10.73 \text{ ton/m}^2$$

El sismo puede actuar de dos maneras diferentes: la primera, que la fuerza sísmica se presente únicamente en una sola dirección (ya sea en x o en y); y, la segunda, que actúe en ambas direcciones que sería la condición más crítica y se considera el 100% de la componente de mayor magnitud más el 30% de los efectos producidos por la otra componente. Así la combinación de los esfuerzos sísmicos genera un esfuerzo máximo en la esquina más esforzada y se calcula con la siguiente expresión:

$$T_{\text{máx}} = T_y + 0.3 T_x \quad \dots \text{ (VI.15)}$$

$$T_{\text{máx}} = 10.73 \text{ ton/m}^2 + 0.3 (5.35 \text{ ton/m}^2)$$

$$T_{\text{máx}} = 12.51 \text{ ton/m}^2$$

Este esfuerzo máximo genera una sobrecarga y se calcula con la siguiente ecuación:

$$W_{\text{si}} = T_{\text{máx}} \times (L/2) \times B \quad \dots \text{ (VI.16)}$$

$$W_{\text{si}} = 12.51 \text{ ton/m}^2 \times 10.4 \text{ m} \times 20.0 \text{ m} = 2\,602.08 \text{ ton}$$

Entonces el número de pilotes requerido para las solicitaciones sísmicas es:

$$N = \frac{2\,602.08 \text{ ton}}{0.7 \times 120.771 \text{ ton}} = 31 \text{ pilotes}$$

Por lo tanto, considerando el mecanismo de falla individual se requieren 87 pilotes en total para soportar los efectos estáticos y sísmicos.

b). Capacidad de carga de la cimentación considerando el trabajo de grupo.

La capacidad de carga del grupo se calcula como la suma de la capacidad por fricción de la envolvente del grupo de pilotes, aumentada de la capacidad por punta de toda el área que ocupa el prisma definido por ellos; así se tiene:

$$Q_g = P_g C_m + C_d N_c A_g \quad \dots \text{(VI.17)}$$

$$\text{y } N_c = 5.2 \left(1 + 0.2 \frac{D}{B} \right) \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) \quad \dots \text{(VI.18)}$$

donde:

Q_g = capacidad última del grupo

P_g = área perimetral de la envolvente, 2 031.84 m²

C_m = cohesión media de los estratos atravesados por los pilotes, 3.59 ton/m²

C_d = cohesión media bajo la punta de los pilotes, 4.9 ton/m²

A_g = área de la base del grupo de pilotes, 416 m²

N_c = factor de capacidad de carga

$\frac{D}{B}$ = relación de la profundidad de la punta de los pilotes al ancho del prisma que interviene en la falla

$\frac{B}{L}$ = relación del ancho al largo del prisma que interviene en la falla

$$N_c = 5.2 \left[1 + 0.2 \left(\frac{24.9 \text{ m}}{20.0 \text{ m}} \right) \right] \left[1 + 0.2 \left(\frac{20.0 \text{ m}}{20.9 \text{ m}} \right) \right]$$

$$N_c = 7.74$$

$$Q_g = [2\ 031.84 \times 3.59] + [4.9 \times 7.74 \times 416]$$

$$Q_g = 23\ 071.52 \text{ ton}$$

c). Total de pilotes requerido.

La capacidad del conjunto de pilotes trabajando en forma individual es de:

$$Q_i = 120.77 \text{ ton} \times 87 = 10\ 507 \text{ ton}$$

que es menor a la capacidad de carga del grupo Q_g calculada; por lo tanto, - se concluye que el número de pilotes requerido es 87.

La distribución de pilotes se hace colocándolos bajo las columnas más cargadas y en el perímetro del edificio, pues es ahí donde se sobrecarga más la estructura por los efectos sísmicos.

VI.2 Después del sismo.

VI.2.a Normas de emergencia del DDF.

El análisis de la cimentación en estudio considera únicamente la revisión del estado límite de falla.

Las acciones a considerar sobre la cimentación son (Art. 215):

- a). Combinación de cargas muertas y de cargas vivas con intensidad máxima.
- b). Peso propio de la cimentación.
- c). Descarga por excavación.

La capacidad de carga se calcula con la ecuación VI.1.

Para un pilote de sección triangular de 45 cm de lado, con una longitud efectiva de trabajo de 24.9 m y con los valores que aparecen en la tabla V.2, se obtiene la siguiente capacidad última de carga:

$$Qf_1 = 135 \times 0.87 \times 200 = 23\,490 \text{ kg}$$

$$Qf_2 = 135 \times 0.24 \times 790 = 25\,596 \text{ kg}$$

$$Qf_3 = 135 \times 0.25 \times 800 = 27\,000 \text{ kg}$$

$$Qf_4 = 135 \times 0.43 \times 450 = 26\,122.5 \text{ kg}$$

$$Qf_5 = 135 \times 0.55 \times 250 = 18\,562.5 \text{ kg}$$

$$Qf = 120.77 \text{ ton}$$

El número de pilotes requerido para soportar las cargas estáticas y dinámicas de la estructura se calcula con la expresión VI.2.

Considerando la carga dinámica debida a sismo y la compensación parcial de la excavación, el valor de W_n en la ecuación VI.2 resulta:

$$W_n = W_e + W_a - W_c \quad \dots (VI.19)$$

donde:

W_e = carga estática igual a 5 679 ton

W_a = carga dinámica

W_c = carga compensada por la excavación igual a 2 080 ton

La carga dinámica debida a las condiciones sísmicas corresponde a una sobrecarga inducida en la combinación de momentos de volteo más desfavorable y se obtiene con el siguiente procedimiento:

Los parámetros a considerar en el análisis sísmico de la cimentación se obtuvieron de las Normas de Emergencia en Materia de Construcción para el Distrito Federal. De acuerdo con las características estructurales del edificio en estudio, el coeficiente sísmico es $C_s = 0.40$ y el factor de ductilidad en las direcciones x y y es $Q_x = 4$ y $Q_y = 2$.

Con los datos anteriores se calculan los momentos de volteo en ambas direcciones, mediante las ecuaciones siguientes:

$$M_x = \frac{C_s}{Q_y} W_e H \quad \dots (VI.20)$$

$$M_y = \frac{C_s}{Q_x} W_e H \quad \dots \text{ (VI.21)}$$

donde:

M_x, M_y = momento de volteo en las direcciones x , y

Q_x, Q_y = factor de ductilidad en las direcciones x , y

C_s = coeficiente sísmico

W_e = carga estática de la estructura

H = altura al centro de gravedad, donde se aplica la fuerza sísmica (dinámica)

$$M_x = \frac{0.40}{2} \times 5\,679 \times 21 = 23\,851.8 \text{ ton-m}$$

$$M_y = \frac{0.40}{4} \times 5\,679 \times 21 = 11\,925.9 \text{ ton-m}$$

Estos momentos de volteo provocan en la masa de suelo esfuerzos máximos en las direcciones con mayor y menor ductilidad, y se calculan con las ecuaciones VI.13 y VI.14.

$$T_x = \frac{11\,925.9 \text{ ton-m} \times 11.21 \text{ m}}{14\,998 \text{ m}^4} = 8.91 \text{ ton/m}^2$$

$$T_y = \frac{23\,851.8 \text{ ton-m} \times 11.25 \text{ m}}{14\,998 \text{ m}^4} = 17.89 \text{ ton/m}^2$$

La combinación de estos esfuerzos sísmicos genera un esfuerzo máximo en la esquina más esforzada y se calcula con la expresión VI.15.

$$T_{\text{máx}} = 17.89 + 0.3 (8.91) = 20.86 \text{ ton/m}^2$$

Este esfuerzo máximo induce una sobrecarga y se calcula con la ecuación VI.16.

$$W_a = 20.86 \times 10.4 \times 20 = 4\ 284.8 \text{ ton}$$

Entonces la carga de diseño transmitida por la estructura es:

$$W_n = 5\ 679 + 4\ 284.8 - 2\ 080 = 7\ 883.8 \text{ ton}$$

Por lo tanto, el número de pilotes requerido es:

$$N = \frac{7\ 883.8 \text{ ton}}{0.7 \times 120.77 \text{ ton}} = 94 \text{ pilotes}$$

Para la revisión del estado límite de falla debe cumplirse la desigualdad VI.4.

Para la combinación (cargas muertas y cargas vivas con intensidad máxima) más desfavorable se tiene:

a). Revisión de los pilotes individuales.

La capacidad de carga de los pilotes se calcula con la ecuación VI.5.

$$C_f = 94 \times 33.615 \times 3.59 \times 0.7 = 7\ 940.6 \text{ ton}$$

La capacidad de carga del suelo en contacto con la losa de cimentación se calcula con la expresión VI.6.

$$C_1 = (8.7 \times 5.43 \times 407.76 \times 0.7) + (5.0 \times 407.76)$$

$$C_1 = 15\,522.9 \text{ ton}$$

La suma de las cargas de la combinación más desfavorable y del peso del cajón de cimentación con los pilotes de fricción, afectada por un factor de carga igual a 1.4 (Art. 220) es:

$$\Sigma QFc = 1.4 [5\,679 + (5.24 \times 94)] = 8\,640.2 \text{ ton}$$

La desigualdad $\Sigma QFc \leq R$ queda:

$$8\,640.2 < 7\,940.6 + 15\,522.9$$

$$8\,640.2 < 23\,463.5$$

que se cumple.

Se observa que para asegurar el cumplimiento de la desigualdad anterior la losa de cimentación debe tener capacidad estructural suficiente para soportar la presión de contacto de:

$$\frac{8\,640.2 - 7\,940.6}{416} = 1.68 \text{ ton/m}^2$$

- b). Revisión de la pila de geometría igual a la de la envolvente del conjunto de pilotes.

La capacidad de carga se calcula con la expresión VI.7.

$$R = 4.90 \times 6.56 \times 0.7 \times 416 = 9\,360.3 \text{ ton}$$

La desigualdad $\sum QFc \leq R$ queda:

$$8\ 266 < 9\ 360.3$$

que se cumple.

- c). Revisión de grupos de pilotes en los que se pueda subdividir la cimentación.

Tomando en cuenta que en este caso particular ningún subgrupo de pilotes tiene un perímetro menor que la suma de los perímetros individuales, no procede la verificación correspondiente.

VI.2.b Criterio particular.

La estabilidad de las cimentaciones piloteadas debe revisarse de acuerdo con dos mecanismos de falla:

- a). Considerando la suma de las capacidades individuales de los pilotes, y
- b). Tomando en cuenta el trabajo del grupo.

El número de pilotes necesario para absorber las sollicitaciones estáticas y sísmicas corresponde a la menor capacidad de carga obtenida de ambos mecanismos.

El comportamiento que tuvieron los edificios cimentados en cajón y pilotes de fricción durante los sismos de septiembre, evidencia la necesidad de transmitir la carga neta y el efecto sísmico a los pilotes, dada la incompatibilidad observada entre las deformaciones de la losa y de los pilotes. A continuación se presenta el análisis efectuado siguiendo este criterio.

- a). Capacidad de carga de la cimentación considerando pilotes individuales.

* Capacidad de carga individual: se revisó considerando la fricción desarrollada a lo largo de cada pilote, con la expresión VI.1.

Para un pilote de sección triangular de 45 cm de lado, hincado a 28,0 m de profundidad (24.9 m de longitud efectiva de trabajo) y con los valores que se muestran en la tabla V. 2, se obtiene la siguiente capacidad última de carga:

$$\begin{aligned}
 Qf_1 &= 135 \times 0.87 \times 200 = 23\,490 \text{ kg} \\
 Qf_2 &= 135 \times 0.24 \times 790 = 25\,596 \text{ kg} \\
 Qf_3 &= 135 \times 0.25 \times 800 = 27\,000 \text{ kg} \\
 Qf_4 &= 135 \times 0.43 \times 450 = 26\,122.5 \text{ kg} \\
 Qf_5 &= 135 \times 0.55 \times 250 = 18\,562.5 \text{ kg} \\
 Qf &= 120.77 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

La geometría de la estructura y la distribución de cargas estáticas generan una excentricidad del centro de gravedad de 1.55 m respecto al centro geométrico.

La excentricidad debe corregirse con lastre, que se propone esté formado con la combinación de arena saturada colocada en las celdas del cajón de cimentación y lastre de concreto adherido al muro posterior; el peso del lastre requerido resulta $W_L = 1\,067 \text{ ton}$.

* Número de pilotes: el total de pilotes en condiciones de trabajo debe cumplir el límite siguiente:

$$Fr N Q_f = F_c W \quad \dots \text{ (VI.22)}$$

donde:

Fr = factor de reducción, 0.7

N = número de pilotes

Q_f = capacidad de carga por fricción

F_c = factor de carga, 1.4 estático y 1.1 sísmico

W = cargas transmitidas por la estructura

En condiciones estáticas, el valor de W en la ecuación anterior es:

$$W_{ei} = [(CM + CV) + W_L] - W_c \quad \dots \text{(VI.23)}$$

donde:

$CM + CV$ = carga muerta más carga viva, 5 679 ton

W_L = peso del lastre, 1 067 ton

W_c = carga compensada por la excavación, 2 080 ton

$$W_{ei} = 5\,679 + 1\,067 - 2\,080 = 4\,666 \text{ ton}$$

Así resulta que el número de pilotes por carga estática es el siguiente:

$$N = \frac{1.4 \times 4\,666 \text{ ton}}{0.7 \times 120.77 \text{ ton}} = 78 \text{ pilotes}$$

Estos deben incrementarse para soportar el efecto sísmico.

En condiciones sísmicas, W corresponde a la sobrecarga inducida en la combinación de momentos de vuelco más desfavorables y se calcula de la siguiente manera:

Los parámetros para el análisis sísmico de la cimentación se obtuvieron de las Normas de Emergencia en Materia de Construcción para el Distrito Federal. Así resulta que el edificio en estudio, según su uso, pertenece al grupo B y según el tipo de estructuración al tipo I, lo cual origina que el coeficiente sísmico sea $C_s = 0.40$ y el factor de ductilidad en las di-

recciones x y y sean $Q_x = 4$ y $Q_y = 2$.

Con los datos anteriores se calculan los cortantes basales y los momentos de volteo producidos por las fuerzas sísmicas, en ambas direcciones, con las expresiones VI.9, VI.10, VI.11 y VI.12.

$$V_x = \frac{5\,679 \text{ ton} \times 0.40}{4} = 567.9 \text{ ton}$$

$$V_y = \frac{5\,679 \text{ ton} \times 0.40}{2} = 1\,135.8 \text{ ton}$$

$$M_x = 1\,135.8 \text{ ton} \times 21 \text{ m} = 23\,851.8 \text{ ton-m}$$

$$M_y = 567.9 \text{ ton} \times 21 \text{ m} = 11\,925.9 \text{ ton-m}$$

El edificio analizado se encuentra desplantado a una profundidad de 3.1 m, lo cual origina un empuje pasivo del terreno sobre éste. El empuje pasivo en las direcciones x y y se calcula mediante las siguientes ecuaciones:

$$E_{px} = k_p \frac{1}{2} \gamma' H^2 L \quad \dots \text{ (VI.24)}$$

$$E_{py} = k_p \frac{1}{2} \gamma' H^2 L \quad \dots \text{ (VI.25)}$$

donde:

E_{px} , E_{py} = empuje pasivo en las direcciones x , y , en ton

k_p = coeficiente de empuje de tierras pasivo igual a 2.0

γ = peso volumétrico del material que existe en el empotramiento de la estructura, en ton/m³

H = profundidad de desplante

L = dimensión de la estructura en la dirección x

B = dimensión de la estructura en la dirección y

$$E_{px} = 2 \times \frac{1}{2} \times 1.61 \times (3.1)^2 \times 20.8 = 321.8 \text{ ton}$$

$$E_{py} = 2 \times \frac{1}{2} \times 1.61 \times (3.1)^2 \times 20.0 = 309.4 \text{ ton}$$

Estos empujes producen un momento resistente que se opone al momento de volteo generado por la fuerza sísmica y se calcula con las siguientes expresiones:

$$M_{R_x} = E_{px} \frac{H}{3} \quad \dots \text{ (VI.26)}$$

$$M_{R_y} = E_{py} \frac{H}{3} \quad \dots \text{ (VI.27)}$$

$$M_{R_x} = \frac{321.8 \times 3.1}{3} = 332.5 \text{ ton-m}$$

$$M_{R_y} = \frac{309.4 \times 3.1}{3} = 319.7 \text{ ton-m}$$

Por lo tanto, los momentos de volteo resultantes se calculan con las siguientes expresiones:

$$M_{ax} = M_x - M_{R_x} \quad \dots \text{ (VI.26)}$$

$$M_{ay} = M_y - M_{Ry} \quad \dots \text{ (VI.27)}$$

$$M_{ax} = 23\,851.8 - 332.5 = 23\,519.3 \text{ ton-m}$$

$$M_{ay} = 11\,925.9 - 319.7 = 11\,606.2 \text{ ton-m}$$

Estos momentos calculados inducen a la masa de suelo esfuerzos máximos en las direcciones con mayor y menor ductilidad y se calculan con las ecuaciones VI.13 y VI.14.

$$T_x = \frac{11\,606.2 \text{ ton-m} \times 11.25 \text{ m}}{14\,998 \text{ m}^4} = 8.71 \text{ ton/m}^2$$

$$T_y = \frac{23\,519.3 \text{ ton-m} \times 11.21 \text{ m}}{14\,998 \text{ m}^4} = 17.58 \text{ ton/m}^2$$

La combinación de los esfuerzos sísmicos genera un esfuerzo máximo en la esquina más esforzada y se calcula con la ecuación VI.15.

$$T_{m\acute{a}x} = 17.58 \text{ ton/m}^2 + 0.3 (8.71 \text{ ton/m}^2)$$

$$T_{m\acute{a}x} = 20.19 \text{ ton/m}^2$$

Este esfuerzo máximo produce una sobrecarga y se calcula con la expresión VI.16.

$$W_{si} = 20.19 \text{ ton/m}^2 \times 10.4 \text{ m} \times 20.0 \text{ m} = 4\,199.5 \text{ ton}$$

Finalmente, el número de pilotes requerido para las solicitaciones sísmicas es:

$$N = \frac{1.1 \times 4\,199.5 \text{ ton}}{0.7 \times 120.77 \text{ ton}} = 55 \text{ pilotes adicionales}$$

Por lo tanto, considerando el mecanismo de falla individual, se requieren 133 pilotes en total.

b). Capacidad de carga de la cimentación considerando el trabajo del grupo.

La capacidad de carga del grupo se calcula con la ecuación VI.17 y VI.18.

$$N_c = 5.2 \left[1 + 0.2 \left(\frac{24.9 \text{ m}}{20.0 \text{ m}} \right) \right] \left[1 + 0.2 \left(\frac{20.0 \text{ m}}{20.8 \text{ m}} \right) \right]$$

$$N_c = 7.74$$

$$Q_g = [2\,031.84 \text{ m}^2 \times 3.59 \text{ ton/m}^2] + [4.9 \text{ ton/m}^2 \times 7.74 \times 416 \text{ m}^2]$$

$$Q_g = 23\,071.52 \text{ ton}$$

c). Total de pilotes requerido.

La capacidad del conjunto de pilotes trabajando en forma individual es de:

$$Q_i = 120.77 \text{ ton} \times 133 \text{ pilotes} = 16\,062.4 \text{ ton}$$

que es menor a la capacidad de carga del grupo Q_g calculada; por lo tanto, -

se concluye que el número de pilotes necesario es 133.

En la tabla VI.1 se muestra la cantidad de pilotes requerida por los criterios estáticos de análisis sísmico, antes y después del sismo.

Tabla VI.1 Número de pilotes requerido antes y después del sismo

		Antes	Después
Reglamento	Estático	43	43
	Sísmico	--	51
	total	43	94
Criterio particular	Estático	56	78
	Sísmico	31	55
	total	87	133

Con base en el estudio comparativo que se presenta en la tabla anterior se observa que antes del sismo de 1985, la cimentación del edificio en estudio requería con el criterio particular 87 pilotes para absorber las solicitaciones estáticas y sísmicas incluyendo el lastre para corregir la excentricidad de la resultante de cargas. Mientras que el reglamento de DDF solo tomaba en consideración las cargas estáticas más desfavorables y el número de pilotes resultaba de 43, cantidad con la cual se diseñó la cimentación.

Durante el sismo de 1985, el comportamiento de la estructura fué insatisfactorio ante las fuerzas sísmicas por la falta de pilotes adicionales que soportaran tales fuerzas. Después de este extraordinario evento, las Normas de Emergencia toman en cuenta que el diseño de la cimentación deberá hacerse ante las fuerzas estáticas más desfavorables y las fuerzas sísmicas; el número de pilotes con este análisis resulta ser de 94, que es más del doble de pilotes que tenía la cimentación originalmente. Con el criterio particular, la cantidad de pilotes necesaria para absorber las sollicitaciones estáticas y sísmicas incluyendo el lastre para corregir la excentricidad de la resultante de cargas y tomando en cuenta el empuje pasivo que se genera en el cajón de cimentación es de 133 pilotes, que es aproximadamente el triple de pilotes con que se diseñó la cimentación.

De aquí se concluye que la recimentación del edificio deberá hacerse con este último criterio ya que toma en cuenta todas las acciones que se pueden combinar en cualquier evento sísmico que se presente.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

El sismo del 19 de septiembre de 1985 dejó varias lecciones importantes que habrán de tomarse en cuenta en la práctica de la ingeniería geotécnica en el Valle de México, de las cuales se concluye lo siguiente:

- a). La magnitud de las solicitaciones sísmicas a considerar en el diseño es significativamente mayor que la aceptada antes de este evento.
- b). Prácticamente todos los tipos de cimentaciones usuales son vulnerables a los sismos y deben diseñarse tomando en cuenta explícitamente las cargas que éstos les pueden transmitir.
- c). Un diseño inadecuado desde el punto de vista estático conduce a factores de seguridad bajos y a deformaciones grandes que debilitan las construcciones frente a las solicitaciones dinámicas. Las presiones altas transmitidas por la estructura al subsuelo previamente al sismo favorecen la generación de deformaciones permanentes bajo los incrementos de carga cíclicos que se presentan durante el sismo; bajo estas solicitaciones de carga, en varios casos muy probablemente se sobrepasó la resistencia no drenada del suelo de apoyo, como sucedió en el caso del edificio parcialmente compensado con pilotes de fricción analizado.
- d). En el criterio estático de análisis sísmico no se ha considerado el comportamiento cíclico de las arcillas del Valle de México, puesto que no existía información de la investigación de este fenómeno.
- e). En ninguno de los criterios estáticos se consideraron los posibles asentamientos que tendrían los pilotes ante los efectos producidos por las cargas sísmicas.

Estas observaciones muestran que los casos que tuvieron un comportamiento insatisfactorio en septiembre de 1985 están asociados a una combinación de circunstancias entre las que destaca la intensidad excepcional del sismo, pero en las que deben incluirse también ciertas deficiencias en la práctica de diseño y de la construcción de cimentaciones, así como a la falta de un conocimiento suficiente de las propiedades de los suelos del valle y del comportamiento de ciertos tipos de cimentación en condiciones sísmicas.

De lo anterior se deriva la necesidad de trabajos de investigación básica sobre las propiedades de los suelos blandos del valle y de un nuevo rigor (criterio) en los diseños y en el control de calidad de la construcción, acompañado de una actitud conservadora que solamente los resultados de los trabajos de investigación podrán atenuar con el tiempo.

Además se espera que el estudio comparativo efectuado con los criterios estáticos de análisis sísmico en este trabajo, pueda ayudar a los trabajos de investigación.

Del análisis realizado se recomienda que la recimentación del edificio estudiado sea mediante la adición de pilotes de fricción de sección cuadrada de 30 cm de lado, con una longitud efectiva de trabajo de 24.9 m, debido a que son más fáciles de manejar en el hincado que los pilotes convencionales de sección triangular; esta recimentación debe diseñarse para soportar las cargas estáticas y sísmicas, incluyendo la carga de lastre necesaria para la corrección de la excentricidad estructural.

BIBLIOGRAFIA

1. Possas Requena Fernando. Los Sismos de México de los días 19 y 20 de Septiembre de 1985. Pasado, Presente y Futuro. Revista del Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto. Publicación # 179. México, D.F. 1986.
2. Instructivo para ensayos de suelos. Mecánica de Suelos. Secretaría de Recursos - Hidráulicos. México, D.F. 1970.
3. Juárez Badillo Eulalio y Rico Rodríguez Alfonso. Mecánica de Suelos. Teoría y -- Aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Tomo II. Segunda Edición. México. Editorial LEMSA, 1984.
4. Manual de Diseño de Obras Civiles. Geotecnia. Tomos B.2.2 y B.2.4 Comisión Federal de Electricidad. México, 1980.
5. Manual de Diseño y Construcción de pilas y pilotes. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México, D.F. 1984.
6. Marsal Raúl J. y Mazari Marcos. El Subsuelo de la Ciudad de México. Tomos I y -- II. Instituto de Ingeniería. UNAM. México, D.F. 1969.
7. Mooser Federico, et. al. Características geológicas y geotécnicas del Valle de -- México. Comisión de Vialidad y Transporte Urbano. México, D.F. 1986.
8. Nader Delgado Fidel. Diseño y Construcción de Cimentaciones. Publicación # 405. -- Instituto de Ingeniería. UNAM. México, D.F. 1977.
9. Nieto Ramírez José Antonio. ¿Qué enseñanzas nos dejan los sismos del 19 y 20 de -- Septiembre de 1985?. Revista del Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto. -- Publicación = 174. México, D.F. 1986.

10. Normas de Emergencia en Materia de Construcción para el Distrito Federal, publicadas en el Diario Oficial del 18 de Octubre de 1985.
11. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Quinta Edición. México. Editorial Porrúa, S.A. 1984.
12. Santoyo Enrique y Olivares Alfredo. Penetrómetro Estático para Suelos Blandos y Suelos. Publicación # 435. Instituto de Ingeniería. UNAM. México, D.F. 1981.
13. Terzaghi Karl and Peck Ralph B. Soil Mechanics in Engineering Practice. Second Edition. John Wiley and Sons Inc. New York, USA. 1967.
14. Tomlinson M.J. Pile Design and Construction Practice. First Edition. A. View -- Point Publication. London, England. 1977.
15. Zeevaert W. Leonardo. Foundation Engineering for difficult subsoil conditions. Van Nostrand Reinhold Company. First Edition. New York, USA. 1973.