

105 2g
U.N.A.M.

FACULTAD DE INGENIERIA

REVISION DE LA CIMENTACION DE
UN EDIFICIO AL PONIENTE DE LA
CIUDAD DE MEXICO

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

MIGUEL ANGEL MORATINOS

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis 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.

INDICE

INTRODUCCION

CAPITULO I ANTECEDENTES GEOLOGICOS

- Marco Geológico General
- Marco Paleoclimático
- Marco Vulcanológico
- Etapas de la Formación de la Cuenca
- Relleno Cuaternario de la Cuenca

CAPITULO II ZONIFICACION Y ESTRATIGRAFIA

- Zona de Lomas
- Depósitos de la Zona de Lomas
- Zona Poniente
- Zona Norte

CAPITULO III PRUEBAS DE CAMPO Y DE LABORATORIO

- Pruebas de Campo
 - Pozo a Cielo Abieto
 - Pruebas de Penetración Mixta
 - Penetrómetro de Bolsillo
- Pruebas de Laboratorio
 - Pruebas Índice
 - Pruebas Mecánicas

CAPITULO IV REVISION DE LA CIMENTACION

- Datos del Proyecto
- Primera Etapa
 - Conclusiones y Recomendaciones
- Segunda Etapa
 - Conclusiones y Recomendaciones

CAPITULO V ALTERNATIVAS DE RECIMENTACION

- Recimentación por Datos
- Ampliación de la Cimentación
- Rigidización de Contratraves
- Otras Alternativas

CAPITULO VI ANALISIS ECONOMICO DE LAS ALTERNATIVAS

- Recimentación por Datos
- Ampliación de la Cimentación
- Rigidización de Contratraves
- Otras Alternativas

CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFIA

"Si un constructor hace una casa para un hombre y no la construye firme, y la casa que él construyó se cae y causa la muerte del dueño de la casa, el constructor deberá ser muerto... si destruyera propiedad, el constructor deberá restaurar lo dañado, y porque no hizo firme la construcción y ésta se cayó, el deberá reconstruir la casa caída cayendo todos los gastos sobre de él."

Hammurabi, de Babilonia

(2067 - 2025 A.C.)

INTRODUCCION

Uno de los objetivos primordiales de la ingeniería y uno de los principales motores del ingeniero moderno es el mejoramiento de las condiciones de vida del ser humano.

A medida que las ciudades se han ido sobrepoblando, estas condiciones han ido en decadencia poniendo a prueba la capacidad del ingeniero. El crecimiento de la población mundial es exponencial, por lo que las ciudades del mundo han tenido que irse expandiendo, tomando día a día nuevas áreas y terrenos donde desarrollar infraestructura.

El desarrollo desmedido de las zonas urbanas ha traído consigo nuevos problemas y retos geológicos y geotécnicos, ya que se ha tenido que construir en suelos de todo tipo. Sin embargo, el ingeniero civil y geólogo han sabido ir dando solución a éstos.

El verdadero problema es que mientras algunos creen vivir la felicidad del crecimiento y el progreso, el planeta es el que está sufriendo las consecuencias, y solamente con la cooperación internacional se evitará mayor degradación de la ecología terrestre.

A lo largo de la historia civilizaciones completas se han desvanecido por no saber cuidar estos aspectos tan aparentemente intrascendentes pero en realidad tan importantes. Por ejemplo, podemos citar a la civilización mesopotámica establecida en los márgenes de los ríos Tigris y Eufrates desaparecida cuando las tierras aledañas se salaron. Los Romanos no

decaeron solamente por el ataque de los Hunos sino porque ellos mismos acabaron con sus bosques y contaminaron sus fuentes de agua. Los Mayas, en México, perecieron de las sequías y mal uso de sistemas de irrigación.

Serios problemas ambientales, de sobrepoblación y de escasez de recursos se avecinan. Si no se toman medidas drásticas correctivas, la gente será más pobre de lo que ya es y vivirá en peores condiciones que las actuales.

La Ciudad de México no es la excepción, es una ciudad muy grande que ya no puede o no debe seguir creciendo desmedidamente y sin ningún control.

México se encuentra desplantado sobre un suelo que podríamos referirlo como el más grande laboratorio geotécnico del mundo, debido a los problemas que éste presenta. Además de estar sobre una zona altamente sísmica existen, por ejemplo, formaciones arcillosas lacustres de alta compresibilidad y de baja resistencia al corte (Zona de Lago y Transición), hundimiento regional, presencia de minas subterráneas que en forma de galerías y salones se desarrollan al azar como verdaderos laberintos, a veces dispuestas en varios niveles, que no obedecen a leyes naturales ni a un proceder lógico, sino tan sólo a la facilidad y modo de explotar los mayores volúmenes posibles de materiales granulares, principalmente pumíticos, para la construcción (Zona de Lomas).

Las áreas minadas son herencia del hombre que en el pasado y hasta hace pocos años horadó irracionalmente el subsuelo, cuando los límites de la ciudad se encontraban retirados de ellas, sin siquiera pensar que algún día, no muy lejano por cierto, serían habitadas e incluso rebasadas.

La explotación desmedida de materiales para la construcción y edificación de la ciudad de México, hecha por el hombre sin control ni previsión alguna se convirtió en un bumerang que afectaría en el futuro. Esto es un ejemplo claro de como el hombre altera el medio ambiente en el que vive y de las consecuentes repercusiones en la Ingeniería.

El crecimiento de la ciudad de México ha hecho que los estudios de mecánica de suelos tengan cada día más importancia. Estos estudios, a la vez, son más complejos con el paso del tiempo y el diseño y construcción de las estructuras que integran la ciudad requiere apoyarse en ellos cada vez más.

Es necesario cuidar que México no siga creciendo, por lo que es de suma importancia tratar que todos los edificios y construcciones ya existentes en la ciudad sean aprovechados y no simplemente se les abandone cuando éstos presenten algún problema.

México es un país con muchos recursos, pero a su vez con una gran deuda exterior y con un déficit tecnológico importante, por lo que no cuenta con capital suficiente para que cada estructura con algún problema ingenieril sea demolida y otra en buenas condiciones se levante en su lugar.

Después del sismo del 19 de Septiembre de 1985, muchas estructuras de la Ciudad de México quedaron dañadas. Algunas se deshabitaron y están abandonadas, otras siguen ocupadas a pesar del gran riesgo que esto significa.

El ingeniero tiene la obligación de estar bien preparado para poder diagnosticar si una estructura está o no dañada y en caso de que lo esté, poder encontrar el motivo del daño.

La fase de diagnóstico es la más importante cuando se trata de resolver problemas de ingeniería, ya que dependiendo de ésta se podrán analizar un sin número de alternativas de solución, tomando en cuenta factores tan importantes en nuestros días como el económico.

En ésta tesis se efectuará el diagnóstico de un edificio habitado, construido al poniente de la ciudad de México (Zona de Lomas). El edificio presenta grietas en varios de sus muros divisorios, así como asentamientos diferenciales grandes y desplomes fuertes a consecuencia de éstos.

El poniente de la ciudad de México se caracteriza por ser una zona minada. En este trabajo se exponen los antecedentes geológicos y la estratigrafía de la zona, explicando la creación de las formaciones pumíticas que se han explotado para utilizarse como agregados de construcción.

La ocupación de las áreas minadas, errática en todos sentidos, incluyendo fraccionamientos residenciales y asentamientos humanos irregulares, pasó inadvertida por ignorancia o intencionalmente. La presencia de cavidades en el subsuelo constituye un grave peligro que tiende a acentuarse con el tiempo dada la influencia del intemperismo (migración de cavernas). Las consecuencias se vienen manifestando por el gran número de fallas de techos de minas, causando daños materiales y pérdidas de vida, con incidencia comparable o mayor que las producidas por otros fenómenos.

En este trabajo también se explican las pruebas de campo y laboratorio (realizadas al suelo) necesarias para diagnosticar el problema del edificio. Posteriormente se efectúa la revisión de la cimentación, se proponen alternativas de solución y se analizan económicamente las factibles, estableciendo así las conclusiones.

Cuando la causa de falla es el suelo, el diagnóstico se complica, ya que el suelo a pesar de que ya se ha estudiado mucho y se han establecido relaciones de comportamientos, sigue siendo parte de la naturaleza obedeciendo solamente a sus reglas.

A pesar de todo lo estudiado y todas las leyes y teoremas escritos y probados, no podemos estar muy esperanzados de la victoria del hombre sobre la naturaleza, ya que por cada supuesta victoria ella ha sabido tomar venganza. El ingeniero siempre debe recordar que la naturaleza para ser comandada, debe ser obedecida.

Sucesos dramáticos como el terremoto de 1985 enseñan al hombre que a pesar de sus conocimientos y reglamentos, debe recordar que está en sus manos el ver que las ciudades del futuro sean diseñadas con la naturaleza y no en contra suya.

El conocimiento del hombre referente al comportamiento de los suelos es finito, lo desconocido infinito; intelectualmente estamos parados en una isleta en el centro del océano ilimitado de lo inexplicable. Nuestra tarea en cada generación es el reclamar un poco más de territorio.

CAPITULO I.

ANTECEDENTES GEOLOGICOS

La geología estudia al suelo como el producto de la transformación química y desintegración mecánica de las rocas. Esto es, el suelo residuo, orgánico o inorgánico que no ha sido transportado todavía de su posición de origen.

Así pues, es de vital importancia para la Mecánica de Suelos conocer las características y proceso geológico de los depósitos que forman los materiales del subsuelo.

Para poder entender la naturaleza geológica de los depósitos sobre los que se edifica la Ciudad de México, es necesario estudiar los tres siguientes marcos de referencia:

1) Marco Geológico General

2) Marco Paleoclimático

3) Marco Vulcanológico

1) Marco Geológico General

La cuenca de México, según explica Federico Mooser en sus estudios geológicos del Valle de México, asemeja una enorme presa azolvada. En esta se depositaron los productos de erosión derivados de las dos grandes sierras laterales y la Sierra de Pachuca, que se eleva en la cola del vaso, así como las cenizas de los numerosos volcanes del sur activos en los últimos setecientos mil años. En esta supuesta presa, la cortina esta representada por los basaltos de la Sierra del Chichinautzin situada en el sur de la ciudad, que se extiende entre la Sierra de Zempoala en el oeste y las bases del Popocatepetl en el este, apoyándose en el centro en el macizo del Tepozteco; mientras que los rellenos del vaso están constituídos por arcillas lacustres en su parte superior y en la inferior por clásticos derivados de la acción de ríos, arroyos, glaciares y volcanes (Fig.1).

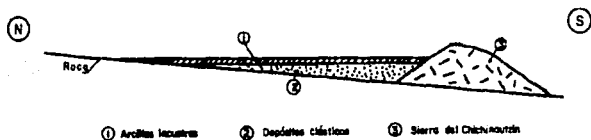


FIG 1. ESQUEMA GEOLOGICO GENERAL DEL VALLE DE MEXICO

El conjunto de rellenos contiene también capas de cenizas y estratos pumíticos producto de erupciones volcánicas menores y mayores durante el último medio millón de años, es decir, en el Pleistoceno Superior, que es aproximadamente el lapso transcurrido a partir del inicio del cierre de la cuenca. También se reconocen en el relleno de la Ciudad de México numerosos suelos producto de la meteorización (intemperismo) de los siguientes depósitos :

- *depósitos Volcánicos.* La granulometría de estos depósitos varía desde fragmentos grandes de roca, grava (lapilli) y escorias de 32 mm., cenizas basálticas y pumíticas de 0.25-4 mm. y polvos y vidrios volcánicos menores de 0.25 mm. La sedimentación de los materiales piroclásticos se puede obtener por medio de:

- a) Nubes ardientes constituídas por fragmentos de roca tamaños diversos arrojados por las explosiones volcánicas. Existen las frías que no funden el material que es transportado y las secas o candentes que generalmente son de material fino que se funde. Estas últimas producen depósitos compactos y cementados con características de areniscas, tomando el nombre de tobas, su dureza varía de suaves a duras. Generalmente, contienen fragmentos de vidrio volcánico, obsidiana.

- b) De origen eólico, se forman depósitos de polvo volcánico no consolidado, con características de tipo loessial (Los depósitos de loess formados en épocas interglaciares por el acarreo y resedimentación de carácter eólico del material más fino producto de la molienda efectuada por el movimiento del hielo, son del tamaño del limo con algo de arena muy fina y arcilla. Los granos del material están cementados con algo de arcilla y carbonatados, por lo que tienden a perder sus propiedades cohesivas al pasar agua a través de él, tendiendo a compactarse rápidamente por lo mismo. Este fenómeno es característico de todos los depósitos de origen eólico, los cuales después de la acción del agua toman el nombre de depósitos eólicos modificados.
- c) De origen aluvial. Cuando los fragmentos piroclásticos son transportados por grandes masas de agua en forma de avalanchas frías. Las avalanchas a manera de corrientes de lodo llamados "Lahar", forman extensos depósitos de un aglomerado de materiales piroclásticos.
- d) Finalmente, el frente de lava en su avance transporta una gran cantidad de fragmentos heterogéneos (detritus) formando depósitos de características muy complejas.

TABLA 1 PRODUCTOS PIROCLASTICOS

Grandes Fragmentos de Roca	de rocas ígneas extrusivas.
Grava	lapilli 4-32 mm. escoria. pómez.
Arena	cenizas 4-0.25 mm. de estructura esponjosa, de estructura vítrea blanca o gris producto de lavas ácidas (dacíticas).
Limo	cenizas finas y polvo oscuro de origen basáltico.

- *depósitos Fluviales*. Son los materiales depositados en los cauces de los ríos, variando desde grandes fragmentos de roca y grava en pendientes fuertes, hasta arena fina y limo en pendientes suaves. Tienen una oquedad media de aproximadamente 0.5 o menor, formando masas compactas. Su estratificación es generalmente errática, pudiendo variar mucho en distancias cortas, por lo que es difícil en ocasiones correlacionar la estratigrafía de estos depósitos.

- *depósitos Aluviales.* Al desembocar los ríos en los valles se produce una reducción de velocidad y consecuentemente la sedimentación del material más fino que el de los depósitos fluviales, formándose sin cauce bien definido los deltas, abanicos aluviales y playas. Las características del material deltaico dependerán de la presencia de sales en el agua; en agua dulce son predominantemente de arena y limo, en agua salada contienen arcilla.
- *depósitos Glaciales.* El hielo es un agente de transporte sumamente importante que forma depósitos de características hidráulicas y mecánicas muy especiales. Las regiones de glaciación se caracterizan por lomerios suaves (morrenas) encerrados o limitados por morrenas frontales que marcan la última región alcanzada por el hielo.

Estos suelos, hoy transformados en paleosuelos o tobas, llevan el sello del clima en el que fueron formados variando de color; amarillos, producto de ambientes fríos y otras veces cafés y hasta rojizos, producto de ambientes moderados a subtropicales. Sobre este complejo relleno ha crecido la Ciudad de México. Desde hace unos 600 años, con la fundación de Tenochtitlán, los pobladores del lugar se enfrentaron a las características difíciles del relleno central; hacia la mitad de este siglo, las edificaciones y demás obras se fueron desplantando sobre los rellenos correspondientes al borde de la planicie, compuestos de sedimentos transicionales (Figs. 2 y 3), y en la segunda mitad del siglo, la ciudad se ha extendido hasta rebasar los límites de la planicie y subiendo a los extensos flancos occidentales de la cuenca, espacio cubierto por los abanicos volcánicos de la Sierra de las Cruces, conocido como la zona de Lomas.

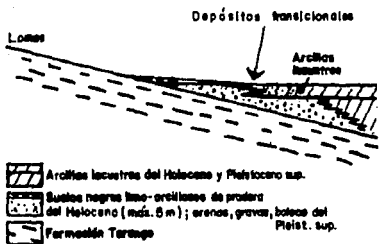


FIG 2. ESQUEMA GEOLOGICO GENERAL DE LA TRANSICION LOMAS-PLANICIE DE UN "DELTA" ALUVIAL

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

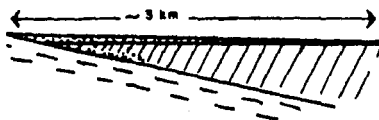


FIG 3. ESQUEMA GEOLOGICO GENERAL DE LA TRANSICION LOMAS-PLANICIE FUERA DE UN "DELTA" ALUVIAL

2) *Marco Paleoclimático*

El clima uniformemente cálido y a menudo desértico del Plioceno en las latitudes de la Meseta Central Mexicana, cedió a climas cambiantes y extremos del Pleistoceno. Las causas de esta mutación que afectó a toda la Tierra hace 2 millones de años aún se desconocen. El cambio comenzó con ligeras oscilaciones de períodos calurosos a fríos, los que se fueron acentuando hasta hace un millón de años (Fig.4), cuando se inició una primera gran glaciación (Nebraska), con una duración aproximada de 100 mil años.

Posteriormente viene un lapso de clima caluroso el cual cedió renovadamente a un segundo período de glaciación renovada (Kansas). Entonces se produjo un lapso extenso de clima caliente de aproximadamente 200 mil años. A este intervalo se le conoce en Norteamérica como Yarmouth o el Gran Interglacial, mismo que se presentó hace aproximadamente 500 mil años.

Siguió un tercer período glacial (Illionois) para el cual se han podido determinar dos avances separados por un período con clima moderado. Esta tercera glaciación terminó al desarrollarse de nuevo un clima relativamente cálido a lo largo de 100 mil años, a este se le conoce como el Tercer Interglacial o Sangamon. De nuevo se fue enfriando el clima imponiéndose la cuarta glaciación (Wisconsin) caracterizada por tres oscilaciones y dos estadales de clima moderado; terminó hace unos 10 mil años aproximadamente. Es entonces que principio el Oloceno o Reciente, período climático moderado, tendiendo a caliente, o sea el actual.

AÑOS ANTES DE HOY	PERIODO
10,000	Holoceno - Reciente.
80,000-10,000	Cuarta Glaciación: Wisconsin 3 Avances.
100,000-80,000	Tercer Interglacial: Sangamon.
300,000-100,000	Tercera Glaciación: Illinois 2 Avances.
400,000-600,000	Segundo Interglacial: Yarmouth.
?	Segunda Glaciación: Kansas.
?	Primer Interglacial.
Aprox. 900,000	Primera Glaciación: Nebraska.

FIG.4 PERIODOS GLACIALES E INTERGLACIALES

De lo anterior se deriva que la cuenca de México, desde su cierre en el sur por los basaltos de la Sierra de Chichinautzin, a pasado por dos períodos de glaciación el Illionois y el Wisconsin y dos interglaciales, el Yarmouth y el Sangamon, tal como se describe en la figura 4.

Investigaciones recientes de Mooser han permitido comprobar en la zona de Lomas depósitos formados por glaciares pertenecientes al Illionois. Debajo de las arenas azules de Santa Fe, especialmente en la mina Totolapa, se descubrieron restos de depósitos morrénicos, además de superficies pulidas en roca atribuibles a la acción glacial, en pequeños domos formados en el Pleistoceno Medio. Estos indicios de glaciación son anteriores a 170 mil años (Illionois inferior). Aún más, arriba de las mismas arenas azules hay otras morrenas más jóvenes que se asignan al avance del Illionois superior.

Las profundas barrancas de la Magdalena, de Santa Rosa y de la Cañada, caracterizadas por su sección clásica en U se han podido identificar como producto de erosión glacial. Estas tres barrancas son producto del avance del Illionois tardío, pues sus depósitos morrénicos y los pulimentos y estrías en sus paredes aparecen cubiertos localmente por suelos rojizos arcillosos atribuidos al Tercer Interglacial, o sea el Sangamon.

Hay que señalar que todas las manifestaciones glaciales descritas sobreyacen a secuencias de suelos rojos de tipo interglacial, es decir, el Yarmouth. Este horizonte, indicador paleoclimático, define los fenómenos de origen glacial como pertenecientes a la Tercera Glaciación.

Uno de los productos típicos acompañado de la existencia de glaciares son los suelos eólicos. Las llamadas brisas del valle y montaña que se desarrollan hoy en día en la cuenca, deben haberse acentuado extraordinariamente durante los climas glaciales, transformandose 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 hidrata fácilmente creando las conocidas arcillas lacustres del valle; con este mecanismo se interpreta hoy que las arcillas son producto principal de la alteración físico-química del loess glacial.

3) Marco Vulcanológico

Todo material contenido en los depósitos de la cuenca del Valle de México es directa o indirectamente de origen volcánico.

De origen volcánico directo son, por ejemplo, las lavas de los domos pliocénicos del Cerro de Chapultepec y del Cerro del Tepeyac. Lo son también las lavas, brechas, tezontles y cenizas del Peñón del Marqués, así como las de la Sierra de Santa Catarina con su hilera de conos escoriales juveniles rodeados de lavas y las coladas recientes del Pedregal de San Angel originadas en el Xitle. Los productos de estos derrames volcánicos menores no compiten en variedad y volumen con los de un volcán grande, como lo es el Cerro de San Miguel, que se eleva al sur-oeste de la Ciudad de México. Este complejo volcán con calderas múltiples, estuvo activo desde finales del Plioceno hasta hará algo más de 100 mil años, habiendo producido en un lapso de 2 a 3 millones de años erupciones pumíticas de gran volumen y energía, varios kilómetros cúbicos de lava además de extensos lahares calientes y fríos, avalanchas ardientes y otros numerosos tipos de piroclásticos que han contribuido a los extensos abanicos volcánicos que se conocen como Zona de Lomas.

Entre sus erupciones mas espectaculares, ocurridas en el Pleistoceno superior, destacan las conocidas arenas azules que errumpieron al formarse la caldera del Cerro de San Miguel, hará 170 mil años, o sea a mediados de la Tercera Glaciación. Al precipitarse los flujos piroclásticos sobre las superficies glaciales en las cumbres del volcán, el vapor producido genero lahares calientes que descendieron con velocidades extraordinarias avanzando hasta distancias de 20 kilómetros del cráter para terminar en las barrancas de Tarango, Tacubaya y San Angel.

Así como se produjeron flujos piroclásticos y lahares calientes hubo también ocasiones en las que en el curso de la actividad volcánica resultaron lahares fríos (corrientes de lodo) arrastrando extraordinarios bloques de roca en una matriz areno-lodosa. Efectivamente, superpuesto a los depósitos de morrenas en Tacubaya y Tarango se reconoce un potente lahar ciclópeo que debe haber descendido de la región de Cuajimalpa a finales del avance glaciario del Illinois inferior, antes de la erupción de las arenas azules.

En el renglón de depósitos volcánicos indirectos se deben mencionar las acumulaciones de polvo eólico. Las regiones volcánicas de por si abundan en detritos finos derivados de cenizas volcánicas. El viento levanta este polvo y lo transporta a veces a grandes distancias; si el viento los deposita en laderas durante períodos de clima frío, se transforma en suelos inmaduros que con el transcurso del tiempo se convierten en tobas amarillas que tanto abundan en la Zona de Lomas. Sin embargo, si se depositan en un lago con en el antiguo vaso de Texcoco, sus partículas se hidratan transformandose en arcillas.

Por otra parte, si se asientan durante un interglacial, o sea cuando impera un clima relativamente caliente, se producen suelos con coloides debido a la actividad fitológica más intensa; estos suelos con el tiempo se transforman en tobas rojizas arcillosas. Los suelos rojos, ricos en coloides son característicos del Sangamon; abundan por Cuajimalpa.

Parece que en la parte central de la Faja Volcánica Transmexicana coincide una zona angosta de fracturación profunda de la corteza que corre desde Bahía de Banderas en el Pacífico hasta los Tuxtlas en el Golfo de México que ejerce un control tectónico sobre varios de los grandes volcanes. Este fracturamiento, originado probablemente en el Triásico liga las manifestaciones del vulcanismo originado por subducción con el vulcanismo del Golfo de México que son resultado de erupciones a partir del Manto Superior, ligadas a una estructura cortical de origen distinto.

Puede observarse una segunda zona de fracturamiento importante que principia en el Nevado de Toluca avanzando hacia el este, pasa por la Sierra de Chichinautzin, dónde gira al noreste, introduciéndose, enseguida, al volcán de la Malinche y prolongándose hasta la zona del Chiconcuaco en el Golfo de México (Fig.5).



Fig 5 Máxima extensión de la Faja Volcánica.

Se puede decir que la Faja Volcánica Transmexicana es una manifestación compleja en la que intervienen varios fenómenos que son:

- La subducción de la Placa de Cocos.
- El fracturamiento Transcontinental, desplazado por corrimiento.
- Fracturamiento del Arco Tarasco.
- Fracturamiento Chichinautzin-Malinche-Chiconcuaco.
- Fracturamiento de Querétaro.
- Fracturamiento de la Fosa de Colima.

ETAPAS DE LA FORMACION DE LA CUENCA

1) Formaciones

Se pueden reconocer las siguientes formaciones de abajo hacia arriba:

- Calizas marinas del Cretácico, plegadas en el Eoceno Inferior.
- Formación del Morro.
- Formación Xochitepec (Tepozteco).
- Grupo de las Sierras Menores (Grupo Pachuca).
- Grupo de las Sierras Mayores.
- Grupo Chichinautzin.
- Relleno Cuaternario.

Basta con emplear las últimas cinco formaciones arriba citadas para describir la geología del espacio en el que se encuentra la ciudad de México, correspondiente al suroeste de la cuenca.

2) *Mioceno Medio*

El vulcanismo del Terciario Medio de la Cuenca de México, representado por la formación Xochitepec, está afectado por dos sistemas de fracturas y fallas. El más antiguo, corre del suroeste al noreste, mientras que el otro del sureste al noroeste. Ambos sistemas han ocasionado hundimientos escalonados así como fosas y pilares. Es difícil definir las estructuras individuales de este tectonismo debido a la escasez de afloramientos de rocas de esta edad.

La falla Apan-Tlaloc representa el fracturamiento del suroeste-noreste y en su prolongación afecta al Teposteco en el sur. El otro fracturamiento (sureste-noroeste) se alinea por el Popocatepetl-Cerro de Los Pinos-Cerro de Chimalhuacán y Sierra de Guadalupe. Ambos fracturamientos son probablemente el resultado de esfuerzos de cizalleo producidos en el Jurásico, aunque reactivados en el Terciario por los movimientos laterales de la Placa de Cocos, e hinchamientos debido a la formación de la Falla Volcánica.

3) *Mioceno Superior*

A fines del Mioceno se formaron las Sierras de Pachuca, Tepetzotlán, de Guadalupe, del Patlachique y del Tepozán. Consisten en estrato, volcanes menores y medianos de composición andesítica y dacítica así como de domos esencialmente dacíticos. (Fig.6) Están ligados a fosas individuales, así, la Sierra de Guadalupe está relacionada con una fosa dirigida al este-sureste, delimitada al sur por el Cerro de Sta. Isabel. La

Sierra de Tepetzotlán obedece a un control tectónico dirigido al nore-
noreste y otro dirigido al este-sureste. La Sierra de Pachuca se sitúa en un
graben dirigido al sureste. El conjunto de estas sierras constituye el Grupo
de las Sierras Menores.

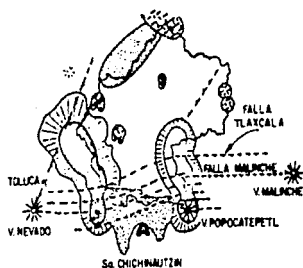


Fig 6 Tectonismo que produjo la Sierra del Chichinautzin.

4) Plioceno Inferior

Es aquí donde se forman las elevadas sierras al este y al oeste de la
Cuenca de México, la de las Cruces y la Sierra Nevada. Estas sierras son
producto de numerosos estrato-volcanes mayores de gran eruptividad. La
formación Tarango, esencialmente de piroclásticos depositados a los pies
de estas sierras, es producto de la prodigiosa eruptividad antes
mencionada.

El control tectónico de las Sierras Mayores (Las Cruces y Sierra Nevada), es doble, obedeciendo sus centros eruptivos a fracturamientos dirigidos al noroeste y al noreste, ambos formando fosas y pilares también. El primer fracturamiento afecta claramente la Sierra de Salazar, mientras que el segundo a la Sierra de las Palmas, muy visiblemente en la Barranca de Contreras. Es posible que la Fosa de Cuauhtepac así como la prominente falla que se extiende desde el Nevado de Toluca hasta el área de Villa del Carbón (Fig.6) se hayan originado en el mismo periodo.

5) Red de Valles del Plio-Cuaternario

Durante este tiempo continúan erupciones en las grandes sierras formando domos andesíticos y dacíticos. Simultáneamente se desarrolla la red fluvial que drena hacia el Alto Amacuzac. Es posible reconstruir dos valles, el mayor drenado al área de Cuernavaca y el menor al área de Cuáutla. (Fig.7)

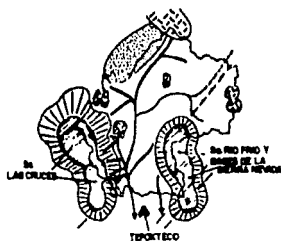


Fig 7 El drenaje de la Cuenca en el Cuaternario Inferior.

En el suroeste de la futura Cuenca de México, la evidencia morfológica, así como datos derivados de los pozos permiten reconstruir al pie de las Lomas (entre el Cerro de Chapultepec en el oeste y el Peñón de los Baños en el este), un valle importante que corre desde la Sierra de Guadalupe hasta el espacio entre la Sierra de Zempoala y el Teposteco. Este valle (Figs.6,7) recibía cuatro importantes afluentes: En el norte el Río Hondo, en el centro los Ríos de Mixcoac y Contreras y en el sur el Río Ajusco, sepultado actualmente por coladas lávicas. Es sabido que existen actualmente varios cauces enterrados en la Cuenca de México. Algunos de los cuales quedaron atrapados por coladas lávicas, como el que se menciona anteriormente. mientras que otros quedaron enterrados por depósitos de tipo piroclástico. Ejemplo de este último fenómeno lo forma el cauce enterrado que pasa por debajo del edificio cuya cimentación se revisará en capítulos posteriores.

6) Plioceno Superior y Cuaternario

Hacia fines del Plioceno cambió el régimen tectónico. Se formaron fracturas en dirección oeste-este en la zona de la Malinche al norte de Toluca. Uno de los primeros productos de este vulcanismo fue el Cerro del Ajusco. Se trata del alineamiento caracterizado por la Sierra de Sta. Catarina, aunque repetido en numerosas hileras de conos de tezontle en las cumbres de la Sierra del Chichinautzin. Este tectonismo dio primero origen a andesitas y enseguida a andesitas basálticas y finalmente en el Cuaternario Superior abrió paso a las grandes masas de basaltos que construyeron la mencionada Sierra del Chichinautzin, con un volumen aproximado de 1000 kilómetros cúbicos de lava. Esta sierra, caracterizada

en la superficie por más de 120 conos cineríticos, cerró la Cuenca de México.

RELLENO CUATERNARIO DE LA CUENCA

Las erupciones de la Sierra del Chichinautzin se produjeron como ya se mencionó anteriormente hace unos setecientos mil años. Una vez cerrado el espacio entre el Popocatepetl y la Sierra de Zempoala en el sur y las cabeceras del sistema hidrográfico por Pachuca en el norte, este se fue azolvando rápidamente. Es lógico pensar que cada río que descendía de las sierras fue formando hacia las partes profundas de la Cuenca un abanico de deyección de clásticos que guardaba semejanza con un delta fluvial. Así se puede suponer en el subsuelo del espacio de la futura ciudad de México potentes abanicos de gravas y arenas formados por el Río Hondo, el Río Mixcoac, el Río Contreras y el río fósil del Ajusco (por estar sepultado por lavas). En otras partes de la cuenca, el Río de las Avenidas de Pachuca, el Río de Cuautitlán, el Río de Teotihuacán y el Río de la Compañía, para no mencionar más que los mayores, fueron formando también deltas importantes. (Fig.6)

Las partes centrales de la Cuenca (Fig.8), alejadas de los bordes, paulatinamente se llenaron con depósitos limo-arenosos, los cuales se interestratificaron con suelos y capas de cenizas y pómez provenientes de las erupciones volcánicas originadas principalmente en el sur.

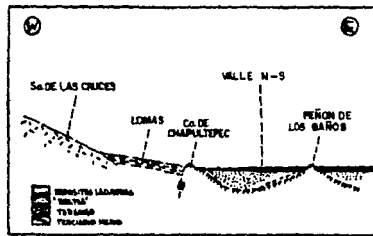


Fig 8 Sección Oeste-Este, a través de la Ciudad de México.

A medida que se rellenaba la Cuenca aparecieron lagos en las partes centrales bajas y en el sur. (Fig.9) Finalmente en las épocas glaciales de los últimos cien mil años y debido a las lluvias abundantes se formaron cuerpos de agua importantes que a veces se unían en un solo gran lago.

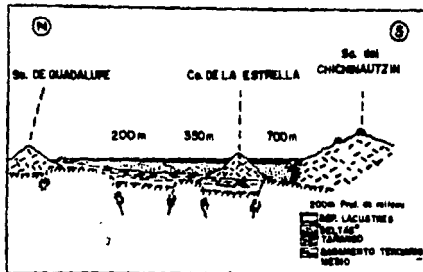


Fig 9 Sección Norte-Sur en el Oeste de la Ciudad de México.

Se podría continuar estudiando y explicando la geología de la Cuenca de México pero esto no es el objetivo del trabajo. Sin embargo, me parece que sí sería de utilidad enfatizar las condiciones geológicas de la zona de Lomas del Valle de México, ya que en esta zona se encuentra localizado el edificio cuya cimentación es tema de este proyecto.

Las Lomas que se elevan al Poniente de la ciudad de México constituyen los abanicos volcánicos de la Sierra de las Cruces. Comprenden la potente acumulación de materiales piroclásticos que se depositaron a los pies de los distintos aparatos volcánicos durante la vida explosiva de éstos (10 y 5 millones de años antes del presente).

En 1948 los depósitos de las lomas se estudiaron por primera vez con cierto detalle. En este año A.R.V. Arellano y K. Bryan definieron la formación Tarango, basándose en materiales que procedían precisamente de la Barranca de Tarango al poniente de la ciudad de México, donde existían las clásicas minas de "Arena Azul" en explotación, que ofrecían buenos cortes.

La Formación Tarango representa un conjunto estratificado a veces regular, a veces irregular y hasta lenticular, ligeramente inclinado (4 grados), compuesto de los 6 siguientes elementos litológicos:

- a) Horizontes de cenizas volcánicas de muy distintas granulometrías.
- b) Capas de erupciones pumíticas.

c) Lahares.

d) Ignibritas.

e) Depósitos fluviales.

f) Suelos.

La formación Tarango alcanza espesores de 300 a 400 metros. Termina cada abanico volcánico en una superficie estructural propia, que marca el fin de la actividad volcánica que lo produjo. Al estudiar la estructura de la formación Tarango es posible reconocer que ésta se compone de la superposición de varios abanicos volcánicos, cada uno terminando con sus superficie estructural. Por lo general cada abanico corresponde a la vida activa de un volcán. Cuando éste se apaga surge otro volcán, el cuál produce su propio nuevo abanico que se sobrepone a abanico anterior. Así resulta que la formación Tarango se compone de numerosos abanicos volcánicos superpuestos o entrelazados, según la secuencia o contemporaneidad de las erupciones de distintos volcanes.

La Cuenca de México a sufrido un tectonismo en bloques a lo largo de fracturas dirigidas a noroeste. Este tectonismo fue substituido en el Plioceno por otro que se desarrolló a lo largo de fracturas dirigidas al noreste, creando un impresionante de fosas y pilares. Este último tectonismo afectó los depósitos de los abanicos volcánicos Tarango, fracturándolos y fallándolos principalmente al noreste. La mayoría de las barrancas que surcan las lomas mantienen esta dirección, dictada por

tectonismo.

Un fracturamiento importante se desarrolló en el suroeste afectando a las lomas en el corte profundo de la Barranca de Contreras, que se introduce al Cerro de San Miguel, marcando una falla con desplazamiento al sureste de unos 200 metros.

Subsecuentemente en un período final de actividad renovada, ligada a la formación de una gran caldera, se produjeron magnas erupciones de pómez y piroclásticos de andesita azul. Las capas de pómez cubrieron una topografía ondulada sobre grandes distancias, los piroclásticos rellenaron las barrancas profundas, sobre todo la de Santa Fe, con lahares potentes que hoy constituyen las Minas de Arenas Azules.

CAPITULO II. ZONIFICACION Y ESTRATIGRAFIA

Mediante exploraciones recientes efectuadas en su mayoría con el objeto de estudiar cimentaciones de estructuras dentro de la ciudad de México, se ha logrado una información precisa de las características estratigráficas y mecánicas que presenta el subsuelo del área urbana. Con estos datos, se le ha zonificado atendiendo principalmente a las propiedades de los materiales que se encontraron en sondeos perforados a una profundidad de cincuenta metros o menor, aunque en varios puntos ha llegado hasta cien metros.

Como es sabido, el Valle de México se ha tenido que zonificar debido a los distintos tipos de suelo que existen en él.

El Valle de México se encuentra dividido principalmente en tres zonas:(Fig. 1)

- Zona I (de Lomas).

- Zona II (de Transición).

- Zona III (de Lago).

Debido a que el edificio cuya cimentación se revisa en esta tesis se encuentra desplantado en la Zona I, es ésta la que se estudiará con mas detenimiento, haciendo hincapié en sus formaciones existentes así como en su estratigrafía y depósitos.

Zona de Lomas:

En la formación de esta zona se observan los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones de los grandes volcanes andesíticos estratificados de la Sierra de las Cruces:

- Horizontes de Cenizas Volcánicas
- Capas de Erupciones Pumíticas.
- Lahares.
- Avalanchas Ardientes.
- Depósitos Glaciales.
- Depósitos Fluvioglaciales.
- Depósitos Fluviales.
- Suelos.

Algunas veces se llegan a encontrar rellenos no compactados que han sido utilizados para nivelar terrenos cerca de barrancas y tapar accesos y galerías de minas antiguas.

Todos estos materiales presentan distintas condiciones de compacidad y de cementación que determinan la estabilidad del suelo de esta zona; por esto, se pueden llegar a presentar mecanismos de falla en cortes efectuados en esta zona exceptuando lahares compactos. Los lahares son acumulaciones caóticas de material piroclástico arrastrado en corrientes lubricadas por agua. A la hora de las grandes erupciones al formarse importantes acumulaciones de material fragmentado al pie de un cono volcánico puede suceder que una lluvia torrencial impregne su masa con agua, induciendo y provocando así su movimiento lento como "corriente de lodo". Tales lahares rellenan a menudo barrancas erosionadas en los abanicos volcánicos y forman los depósitos de arenas y gravas azules tan conocidos en la Zona de Lomas.

Tobas y Lahares Fracturados:

Estos materiales pueden presentar fracturas en direcciones concurrentes que generan bloques potencialmente inestables. Estos pueden ser activados mediante sismos o por efecto de alteración de las superficies de fracturamiento, al estar sometidos a un humedecimiento producto de la infiltración de escurrimientos no controlados.

Un aspecto significativo de las Tobas es que algunas de ellas son muy resistentes al intemperismo e incluso se endurecen con el ambiente, mientras que otras son fácilmente degradables y erosionables.

Depósitos de Arenas Pumíticas y Lahares de Arenas Azules:

Estos suelos se encuentran en estado semicompacto y se mantienen en taludes verticales debido a la cohesión generada por tensión superficial asociada a su bajo contenido de agua; es por esto, que el humedecimiento o secado de estos materiales puede ocasionar la falla de los cortes.

Lahares poco Compactados y Depósitos Glaciales y Fluvioglaciales:

Estos depósitos presentan una compacidad y cementación muy errática, por lo que la erosión progresiva de origen eólico y fluvial tiende a generar depósitos de talud creciente, que detienen su avance hasta alcanzar el ángulo de reposo del suelo granular en estado suelto.

De la descripción anterior se concluye que los principales agentes de activación son el agua y el viento, por lo que es conveniente proteger estos materiales contra intemperismo prolongado.

DEPOSITOS DE LA ZONA DE LOMAS

Esta zona esta formada por las serranías que limitan a la cuenca al poniente y al norte así como por los derrames del Xitle al sur-suroeste; en las sierras predominan tobas compactas de cementación variable, depósitos de origen glacial y aluviones. Por su parte, en el Pedregal del Xitle, los basaltos sobreyacen a las tobas y depósitos fluvioglaciales y glaciales más antiguos.

Zona Poniente

- Sierra de las Cruces:

Esta sierra está formada por escudos volcánicos andesítico-dacíticos de estructura compleja. Estos se formaron a partir del Plioceno Superior, llegando su actividad hasta el Pleistoceno Superior.

Dentro de esta sierra se encuentran aparatos constituidos por cumbres lávicas y extensos abanicos volcánicos caracterizados por la acumulación de materiales piroclásticos, producidos principalmente en períodos de actividad explosiva; posteriormente estos fueron retransportados por agua, aire y hielo.

Existen diferentes elementos litológicos en la Zona de Lomas, a continuación se enlistan los principales:

- Capas de erupciones pumíticas plinianas correspondientes a la actividad volcánica de mayor violencia; se depositaron como lluvia en estratos uniformes hasta lugares muy distantes del cráter.
- Flujos piroclásticos (nuées) de grandes volúmenes de grava, bloques y arena fina (Arenas Azules, Arenas Rosas, Cuquita).
- Lahares calientes correspondientes a corrientes impulsadas y lubricadas por gases y agua condensada. Están asociadas a erupciones de flujos piroclásticos.
- Lahares fríos son acumulaciones caóticas de material piroclástico arrastrado en corrientes lubricadas por agua de lluvias torrenciales inmediatas a la erupción.
- Depósitos fluvioglaciales producto del arrastre del agua que se derrite y sale del glacial.
- Depósitos fluviales estratificados correlacionables con la Formación Clástica Aluvial del relleno de la Cuenca de México.

- **Suelos** producto de la alteración de las distintas unidades litológicas, de cenizas y acumulaciones de polvo eólico. Son de color rojo cuando están asociados a climas húmedos calientes; de color amarillo y subdesarrollados cuando son producto de climas áridos y fríos.

Zona Norte

Esta región corresponde a la Sierra de Guadalupe y está formada por rocas volcánicas dacíticas y andesíticas. En su parte central, esta sierra está afectada por un graben que se extiende al nor-noreste, formando el valle de Cuauhtepic. Al norte de dicho graben se eleva un volcán conocido como el Cerro Tres Padres.

El tectonismo que ha controlado el vulcanismo de la Sierra de Guadalupe se remota al Plioceno Superior. Una característica de esta Sierra son los grandes depósitos de tobas amarillas que se depositan en forma de abanicos aluviales al pie de varias elevaciones. Estas tobas consisten de estratos de vidrio pumítico a grueso, son producto de las erupciones violentas generadas en el Plioceno Superior y Pleistoceno en la Sierra de Las Cruces.

CAPITULO III.

PRUEBAS DE CAMPO Y DE LABORATORIO

En todas las obras de ingeniería civil que se realicen, siempre es necesario efectuar un estudio de mecánica de suelos. Este estudio, a veces es requisito indispensable en las obras que requieran algún tipo de reparación. Tal fue el caso de la revisión de la cimentación que es tema de esta tesis.

Dentro del estudio de mecánica de suelos que se efectuó en la revisión de la cimentación fue indispensable realizar tanto pruebas de campo como de laboratorio. Las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar, según el Reglamento de Construcción para el D.F. para la zona I, que es dónde se ubica el edificio cuya cimentación se revisó, son:

$$\begin{aligned} \text{Para: } w &< 5 \text{ t/m}^2 \\ P &< 60 \text{ m} \\ D &< 2.5 \text{ m} \end{aligned}$$

- 1) Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y oquedades.
- 2) Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
- 3) En caso de considerarse en el diseño del cimienta un incremento neto de presión mayor de 8 t/m^2 , el valor recomendado deberá justificarse con los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

Para: $w > 5 \text{ t/m}^2$
 $P > 60 \text{ m}$
 $D > 2.5 \text{ m}$

- 1) Detección, por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.
- 2) Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales así como definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será por lo menos igual al ancho en planta de la superestructura pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que pueden afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.

Donde:

w peso unitario medio de la estructura

P perímetro de la construcción

D profundidad de desplante

Cómo la cimentación en estudio se desplantó a 10 m de profundidad, es razón suficiente para considerar el segundo bloque de investigaciones mínimas del subsuelo a realizar. Sin embargo, se realizaron 4 pozos a cielo abierto tres de los cuales se llevaron a 2 m. de profundidad y uno se llevó hasta aproximadamente 14 m, dos sondeos mixtos de penetración estándar y rotación llevados uno a 25.2 m y otro a 18.0 m de profundidad, pruebas índice de contenido de agua y granulometría así como una prueba de compresión simple.

Pruebas de Campo:

Las pruebas de campo que se realizaron fueron las siguientes:

- Pozos a Cielo Abierto.
- Prueba de Penetración Mixta (estándar-rotación)
- Penetrómetro de Bolsillo.

Pozos a Cielo Abierto:

El pozo a cielo abierto permite observar directamente las características estratigráficas del suelo, y rescatar muestras inalteradas de los estratos principales; por esto se le considera un método directo definitivo. Esta técnica de exploración y muestreo es particularmente recomendable en suelos secos y duros, como los de costra superficial de la zona del lago y los depósitos de lomas y de algunas transiciones.

Cuando este método sea practicable, debe considerársele como el más satisfactorio para conocer las condiciones del subsuelo, ya que consiste en excavar un pozo de dimensiones suficientes para que un técnico pueda directamente bajar y examinar los diferente estratos de suelo en su estado natural, así como darse cuenta de las condiciones precisas referentes al agua contenida en el suelo.

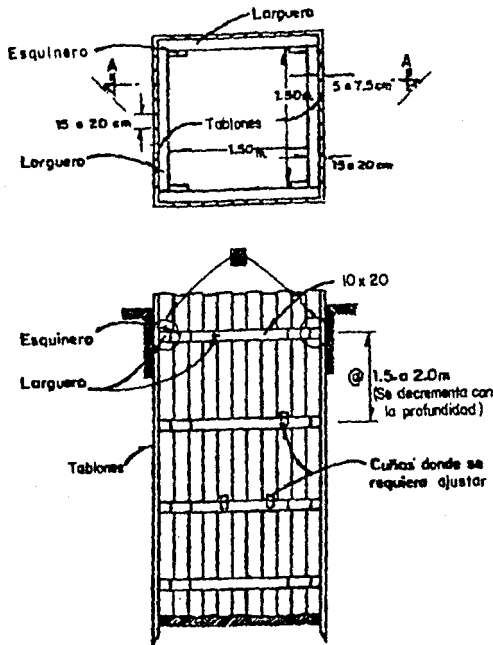
Se requiere equipo para la excavación del pozo y labrado de las muestras inalteradas, la excavación puede hacerse con herramienta manual o con máquinas perforadoras capaces de abrir en seco pozos de por lo menos 80 cm de diámetro. El labrado de las muestras se realiza con herramientas manuales. Los pozos a cielo abierto se realizaron con herramienta manual.

El equipo se integra por picos, palas, cable de manila, botes, un malacate mecánico para 250 kg, escaleras y herramienta para carpintería y albañilería. Además, si el nivel freático está cercano a la superficie, puede requerirse una bomba eléctrica con puntas eyectoras, es factible que también se necesiten martillos eléctricos o neumáticos para atravesar suelos muy duros, así como algunas tobas.

Se puede utilizar una máquina perforadora a rotación del tipo de la que se emplea para la construcción de pilas de cimentación. La selección de la máquina quedará condicionada por la profundidad que se requiera alcanzar, como guía, puede decirse que perforando en seco suelos duros, las más ligeras (tipo Cadweld) puede perforar hasta 15 m en diámetros de 0.8 m y las más pesadas (tipo Watson o Soilmec), aproximadamente 30 m, con diámetros de 1.0 a 1.5 m.

Para el labrado y protección de las muestras inalteradas se requieren espátulas, cincel, martillo, brochas, estufa, manta de cielo, parafina y brea.

El pozo puede excavarse con sección cuadrada o circular, la forma se elegirá en razón a la técnica de estabilización de la paredes de la excavación. Si se utilizan tablonces y marcos estructurales, la forma cuadrada es la más adecuada, en la figura 1 se muestra cómo se adema un pozo.



C O R T E A - A

Figura 1 Ademado Para un Pozo a Cielo Abierto

Por otra parte, la forma de pozo circular es la conveniente cuando se estabilizan sus paredes con tubo de lámina corrugada o con ferro-cemento. Esta última solución se ha venido empleando con mucha frecuencia por su sencillez y bajo costo, esencialmente consiste en colocar anillos de malla electrosoldada separados por lo menos 2 cm de la pared de excavación. La malla se fija con anclas cortas de varilla corrugada hincadas a percusión, y después se aplica manualmente el mortero con un espesor mínimo de 4 cm. Los anillos generalmente empleados son de 1 m de altura, si el terreno es estable, este valor puede incrementarse.

La perforación mediante máquina rotatoria también puede presentar paredes inestables, en esos casos, el problema deberá resolverse perforando tramos cortos y estabilizándolos con anillos de malla de acero y mortero.

Las zonas de tobas duras, donde las perforaciones pierden velocidad de avance, se acostumbra atravesarlas agregando agua para ablandar los materiales, esta práctica es inadecuada porque altera las propiedades de los suelos.

Para el labrado de muestras inalteradas, se deja un escalón (Fig.2) en la excavación en el cual se limpia un área de unos 50 cm de diámetro, a continuación se marca la sección deseada y se labran los lados del cubo de suelo (de 25 x 25 cm). Posteriormente, la muestra se envuelve con manta de cielo, que se impregna con una mezcla caliente de parafina y brea mediante una brocha. En la pared superior de la muestra se coloca una etiqueta de identificación.

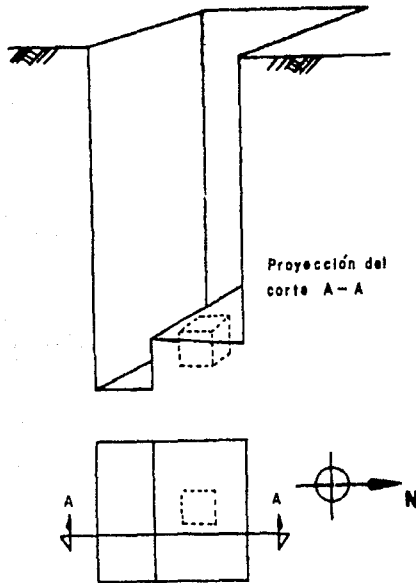


FIG 2 LABRADO DE MUESTRAS

El pozo a cielo abierto es una técnica de exploración y muestreo que puede clasificarse como excelente, en suelos secos es la única confiable, ya que los métodos de perforación y muestreo convencionales que emplean agua o lodo como fluido de perforación pueden provocar cambio de sus propiedades mecánicas.

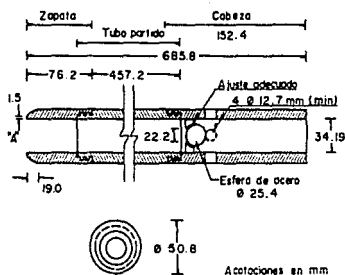
Pruebas de Penetración Mixta (estandar-rotación):

Estas pruebas se efectúan en la zona de lomas ya que hay veces que el penetrómetro estándar no se hince con facilidad en suelos duros. Un criterio muy utilizado en la práctica profesional consiste en que si después de 100 golpes el penetrómetro no se ha hincado, se suspende esa penetración y se utiliza una perforadora rotatoria, la cabeza de la perforadora está formada por una broca que puede ser de distintos materiales, siendo las más comunes de diamante y tungsteno; se perforan 60 centímetros y se inicia nuevamente la perforación estándar. Este procedimiento se efectúa a lo largo de toda la perforación. En los tramos efectuados por la perforadora rotatoria se utilizó broca de tungsteno.

El penetrómetro estandar consiste de un tubo muestreador que se hince a percusión y rescata muestras alteradas para identificar los suelos y realizar pruebas índice, (contenido de agua) el número de golpes necesario para hincarlo se correlaciona con la resistencia al corte del suelo.

El campo de aplicación de este penetrómetro es en materiales granulares finos, pero también se emplea en suelos cohesivos. El equipo necesario para realizar la prueba incluye un malacate ligero y tuberías de perforación.

El penetrómetro estándar debe tener las dimensiones que se muestran en la (fig. 3), la zapata debe ser de acero endurecido y debe sustituirse cuando pierda su filo. El tubo intermedio puede ser partido o entero, en cuyo caso se identifica como tubo liso, y debe tener las mismas



NOTAS.

- El tubo partido puede ser de 38.1 mm de diámetro interior para introducir un forro de 1.5 mm de espesor
- Se permite el uso de trampas de paso (conastillos)
- Las aristas en "A" deben estar ligeramente redondeadas

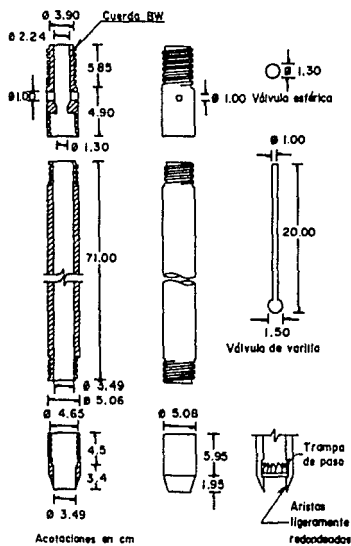


Figura 3 Penetrómetro Estándar

dimensiones. La válvula de la cabeza permite la salida del azolve durante el proceso de hincado y evita que la muestra salga del penetrómetro durante la extracción. Se puede integrar en el muestreador una canastilla o trampa para retener las muestras de arena suelta (fig.3)

El equipo de hincado consta de una masa golpeadora de acero de 64 kg guiada con una barra de 19 mm de diámetro.

El diámetro de la masa golpeadora es generalmente de 15 cm.

La energía se transmite al penetrómetro mediante una cabeza de golpeo y tubos de diámetro mínimo AW (4.44 cm). Para evitar flambeo excesivo de la columna de tubos de perforación en sondeos que lleguen a profundidades mayores de 15 m, es recomendable utilizar barras de mayor diámetro BX (5.15 cm), BW (5.40 cm) y NW (6.67 cm). Para el estudio de mecánica de suelos original, antes de la construcción del edificio, se realizaron 14 penetraciones (Anexo 1). Durante la revisión de la cimentación que se analiza en esta tesis, se efectuaron dos más. Estas fueron hechas con diámetro BX y se llevaron una hasta 25.2 m y otra a 18 m de profundidad.

En la figura 3 se presenta un penetrómetro que cumple las condiciones geométricas convencionales, la válvula esférica tiene soldada una barra de 20 cm de longitud que permite mayor libertad de operación como se describe posteriormente. En la figura 4 se muestra el diseño de un martinete.

El penetrómetro se hince en el fondo de una perforación hecha con el procedimiento y equipo que aseguren el mínimo de azolves en el fondo y la estabilidad de las paredes de la perforación. Se puede emplear ademe

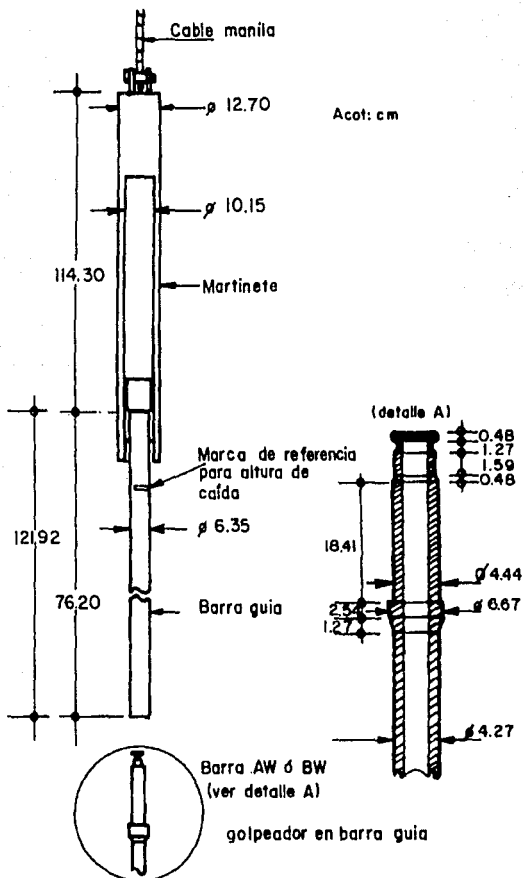


Figura 4 Martinete de seguridad

metálico en suelos poco estables o bien recurrir al uso de lodos de perforación. El diámetro mínimo de la perforación es de 7.5 cm.

La prueba de penetración consiste en hincar el penetrómetro estándar 60 cm empleando una masa de golpeo de 64 kg con caída libre de 75 ± 1 cm, contando el número de golpes para 3 segmentos de 15 cm, 30 cm y 15 cm. Se define la resistencia a la penetración como el número N de golpes en los 30 cm. Si el penetrómetro no se puede hincar los 60 cm la prueba se suspende cuando se han alcanzado 100 golpes y por extrapolación se deduce el número de golpes N.

La intención de no considerar los primeros 15 cm es evitar la zona de alteración que se produce por la perforación. El control de la profundidad de hincado se hace marcando señales en la barras de perforación con referencia a un punto fijo. La masa metálica de 54 kg se levanta con un cable de manila de 19 mm y un malacate de fricción (cabeza de gato) cuidando que el cable sólo de una vuelta en el malacate, para evitar que frene la caída de la masa (Fig. 5).

El nivel de agua o lodo debe mantenerse constante para evitar que ocurra flujo, en caso de presentarse artesianismo, si es posible, se debe colocar un tubo boquilla para levantar el nivel del agua y evitar el flujo. El movimiento de las barras al introducirlas y sacarlas de la perforación debe ser uniforme y lento para evitar que se produzca succión en el fondo. En particular debe vigilarse esto en pruebas en arenas ya que los resultados pueden fácilmente alterarse por estos fenómenos. No se deben emplear brocas de chiflón de descarga por la base.

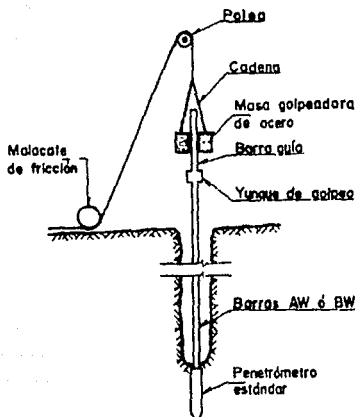


Figura 5 Prueba de Penetración Estándar

La limpieza de la perforación es también significativa, ya que el exceso de azolves puede incrementar el número N. se puede utilizar posteadora o cuchara. El penetrómetro con válvula de esfera y varilla permite introducir el penetrómetro sin válvula y lavar inyectando agua a través de tubería y penetrómetro, después se deja caer la válvula hasta su posición y se realiza la prueba. De esta manera se asegura la limpieza de la perforación.

Estas pruebas deben realizarse en cada estrato significativo, si el espesor de este es considerable, se deben hacer varias determinaciones. La

supervisión del ingeniero es muy importante para definir la frecuencia con la que deben efectuarse las pruebas. El control de la perforación se hace generalmente en metros, pero considerando que las barras miden 3.05 (10 pies), puede ser más fácil controlarla en pies.

El registro de campo que se utiliza para realizar estas pruebas incluye la información general del sondeo, el número de golpes de cada prueba, la clasificación de los suelos, información complementaria e incluye varios renglones de notas para agregar todo lo imprevisto que sea significativo como tipo de lodo empleado, pérdidas del fluido, artesianismo, etc.

Una vez hincado el penetrómetro los 45 cm, se sube a la superficie y se extrae la muestra de él. La muestra se debe clasificar cuidadosamente de acuerdo con el criterio de campo del SUCS y se debe de escribir con símbolos y con los adjetivos más precisos, si es necesario se utilizan notas aclaratorias; esta labor la debe hacer una persona formalmente entrenada. Finalmente se protegen las muestras y se adhiere en los tubos la etiqueta de identificación.

Los registros de las pruebas son muy importantes, ya que en ellos se resume la información requerida para el diseño y construcción de la estructura. En las formas donde se registran los resultados de las pruebas se registran datos como: Localización del lugar de prueba, fecha, hora, operador, supervisor, clasificación preliminar del suelo, número de golpes de la prueba de penetración, número de muestra y observaciones.

Los datos obtenidos deben ser representados gráficamente en hojas de papel preparadas para tal efecto. A estas bitácoras se les conoce comunmente con el nombre de perfiles.

Cada perfil desarrollado corresponderá a una zona probada y registrará cada sondeo en una faja vertical en la que se indican los diferentes suelos por símbolos o abreviaturas. Todos los sondeos se dibujan a la misma escala con las elevaciones como ordenadas.

La resistencia a la penetración del suelo se representa por una línea quebrada que se dibuja junto a los datos del sondeo. Esta forma de representación permite una inmediata comparación de las resistencias de los distintos estratos. Algunas veces se vacían los datos obtenidos en las pruebas de laboratorio referentes a la resistencia a la compresión del suelo en esta misma zona.

Junto a la gráfica de la resistencia a la penetración, se acostumbra dibujar (también en forma de línea quebrada) los datos del contenido de agua.

Para suelos friccionantes la información acerca del tamaño y forma de los granos es difícil representarla, por lo que generalmente se hacen notas en el perfil.

En ocasiones la información es entregada en forma de cuadros sinópticos en los que se detallan todos los resultados y la descripción litológica de los estratos en forma muy clara. La información referente a las perforaciones efectuadas en la revisión de la cimentación analizada se presentan en esta forma.

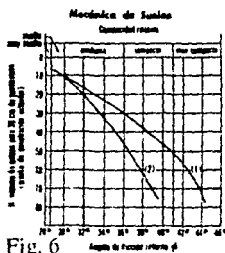


Fig. 6
(1) Relación para arenas de grueso a muy grueso o turbidencias de mediano a grueso
(2) Relación para arenas finas y arcillas limosas

Existen correlaciones empíricas entre la resistencia a la penetración estándar (N) y la compacidad de suelos granulares (Fig. 6); conocido el número de golpes N y el esfuerzo efectivo vertical a la profundidad en que se realiza la prueba (σ) se determina un punto en la gráfica (Fig.7); por la zona en que quede este punto, se define la compacidad de suelta a muy densa. La compacidad relativa (Cr) se determina interpolando la intersección de una recta, que pase por el punto determinado y tenga una inclinación entre las dos rectas gruesas vecinas, con el eje de las abscisas; puede determinarse también mediante el uso de esta gráfica el valor aproximado del ángulo de fricción interna (ϕ).

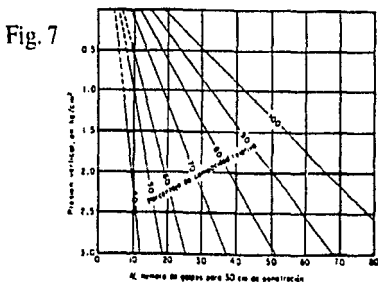


Figura A-7. Relación entre la penetración estándar, la presión vertical y la compacidad relativa para arenas (según Ref. 3).

Penetrómetro de Bolsillo:

El penetrómetro de bolsillo es un aparato en forma de tubo hueco en cuyo interior se aloja un pistón que registra en un manómetro la presión que se necesita para hincar manualmente el aparato en la muestra o directamente en el suelo. Es recomendable realizar varias penetraciones y obtener un promedio con los valores arrojados por el manómetro. Esta prueba no es muy confiable, sin embargo proporciona un valor aproximado de la resistencia al corte del suelo.

Pruebas de Laboratorio:

Las pruebas que se pueden realizar en el laboratorio, pueden ser de dos tipos:

- Pruebas Índice.
- Pruebas Mecánicas.

Estas pruebas se realizan en diferentes tipos de muestra como se indica a continuación.

TABLA 1 "Ensayes de Laboratorio en Diversas Muestras"

Tipo de Muestra	Muestreador	Ensayes de laboratorio	
		Índice	Mecánicos
Inalterada.	Muestras cúbicas Muestras obtenidas en pozos a cielo abierto.	si	si
		si	si
Ligeramente alterada.	Muestreadores de pared delgada.	si	si
Alterada.	Muestreadores de pared gruesa.	si	no
Representativa	Posteadora, helicoidal, etc.	si	no

En el proyecto tema de este trabajo se realizaron las siguientes pruebas de laboratorio:

Contenido de Agua

El contenido de agua de un suelo es el cociente del peso del agua que contiene, entre el peso de su fracción sólida. Se identifica con el símbolo "W", y usualmente se expresa en porcentaje.

$$W\% = W_w/W_s$$

El comportamiento de los suelos está fuertemente influenciado por el contenido de agua, de aquí la importancia de su cuantificación.

El método convencional consiste en determinar el peso de agua removida por secado en un horno con temperatura constante de $110^{\circ} \pm 5^{\circ}\text{C}$, por diferencia del peso inicial del espécimen húmedo y su peso seco. Con esta temperatura y después de secar una porción de suelo hasta alcanzar peso constante, lo cual generalmente toma un día, el agua que queda en el suelo se considera como constituyente de las partículas coloidales sólidas.

Se requiere del siguiente equipo de laboratorio para realizar la prueba:

- Hornos, que deberán contar con un control automático a fin de asegurar una temperatura constante y uniforme en todo el interior del horno.
- Balanzas, con sensibilidad de 0.01 g, únicamente para especímenes de menos de 50 g; 0.2 g para muestras que pesen de 50 a 500 g y 1.0 g para especímenes con un peso superior a los 500 g.
- Recipientes para muestras, de preferencia metálicos, resistentes a la corrosión (por ejemplo, aluminio). Deben ser lo suficientemente pequeños y ligeros considerando la cantidad de material que va a usarse en la determinación; por ejemplo, para especímenes de 100 a 200 g, un recipiente adecuado tendría 5 cm de altura y 8 cm de diámetro. Como alternativa a los recipientes metálicos, se pueden utilizar cápsulas de

vidrio refractario.

- Desecador, con gel de sílice para dejar enfriar los especímenes sin que absorban humedad del ambiente.

La cantidad de material para la determinación dependerá del tamaño máximo de partículas, del volumen disponible de material y del requerimiento de que el espécimen sea representativo del material para el que se hace la determinación. En la siguiente tabla se muestra los pesos mínimos requeridos en función del tamaño máximo de partículas.

TABLA 2 "Peso de Especímenes para Determinación de w"

Tamaño máximo de partículas (mm)	Peso mínimo del espécimen (g)
0.5	10
5.0	100
12.5	300
25.0	500
50.0	1000

Procedimiento de Ensaye.

Después de anotar la correspondiente identificación del espécimen, se registra el número y peso del recipiente, así como el peso del conjunto del recipiente con el suelo húmedo. Luego se introducen espécimen y recipiente en el horno y se mantienen ahí hasta alcanzar un peso constante. Al sacarlos del horno, se colocan dentro del desecador y después de que se enfrían, se pesan, para determinar el peso del agua perdida durante el secado.

El tiempo de secado depende del tipo de suelo y tamaño del espécimen, así como del tipo y capacidad del horno. Para arenas y gravas limpias, el tiempo mínimo será de cuatro horas, en tanto que para la mayoría de los suelos será de dieciséis horas, o preferentemente, de veinticuatro horas. El criterio personal y la experiencia determinarán el lapso adecuado para casos particulares, en caso de duda, se deberá pesar el espécimen a diferentes períodos de tiempo a fin de establecer el tiempo mínimo requerido para alcanzar peso constante.

La determinación del contenido de agua de un suelo es la prueba más simple y la que más frecuentemente se realiza en un laboratorio de mecánica de suelos. La variación del contenido de agua con la profundidad es siempre parte de un perfil estratigráfico típico, dando indicios del tipo de suelo de que se trata así como propiedades mecánicas del suelo como resistencia al corte.

Interpretación de Resultados.

El contenido de agua de un suelo da una idea acerca de sus probables propiedades mecánicas. Particularmente en los suelos finos, y junto con los límites de plasticidad, el contenido de agua constituye un buen índice de la consistencia del suelo en estudio. En formaciones estratificadas, como es el caso del subsuelo de la Ciudad de México, la variación del contenido de agua facilita la detección de los cambios estratigráficos.

Errores Posibles.

En la determinación de w , puede haber errores, entre los cuales pueden notarse:

- Espécimen no representativo y/o demasiado pequeño.
- Temperatura incorrecta del horno o variaciones internas.
- Remoción del espécimen del horno antes de alcanzar peso constante.
- Pérdida de humedad antes de pesar el espécimen húmedo, o bien ganancia antes de pesar el espécimen seco.

Granulometría:

El análisis granulométrico de un suelo consiste en separar y clasificar por tamaños los granos que lo componen. Es de poca exactitud en los suelos finos, pero permite formarse una idea aproximada de algunas de las propiedades de los gruesos.

El análisis por mallas se concreta a segregar el suelo mediante una serie de mallas que definen el tamaño de la partícula.

El tamaño de los granos puede también obtenerse aplicando la ley de Stokes, que rige la caída libre de una esfera en un líquido. El método del hidrómetro (densímetro) es el que permite aplicar con más exactitud este principio.

El análisis combinado o total consiste en aplicar el análisis por mallas y el método del hidrómetro, respectivamente, a las porciones gruesas y finas de un mismo material.

Generalmente, se recurre al análisis combinado si el material contiene más del 25 por ciento en peso de granos retenidos en la malla No.200. De ser posible, el análisis granulométrico de los suelos arcillosos debe realizarse sobre muestras que hayan sido secadas al aire o al horno para evitar alterar las partículas finas.

Análisis Combinado

Entre el equipo necesario para desarrollar esta prueba están un juego de mallas. Las dimensiones de las mallas deben adaptarse al material y al objetivo de la prueba. Las más usuales son las siguientes: 76.2 mm (3 pulg), 50.8 mm (2 pulg), 25.4 mm (1 pulg), 12.7 mm (1/2 pulg), 9.52 mm (3/8 pulg), No.4 (4.76 mm), No.10 (2.00 mm), No.20 (0.84 mm), No.40 (0.420 mm), No.100 (0.149 mm), No.200 (0.074 mm), charola y tapa. Estas dimensiones son las recomendadas por el U.S. Bureau of Standards.

Se necesita también dentro del equipo a utilizar, una balanza con capacidad de 800 g y precisión nominal de 0.01 g, cápsulas de porcelana, todo el equipo relacionado al hidrómetro, un horno de temperatura constante (110° C), una brocha y una piseta.

Preparación de la Muestra

La preparación de la muestra variará dependiendo si la muestra es alterada o inalterada, se explicará solamente la preparación de muestras alteradas ya que estas fueron las utilizadas para la realización del análisis granulométrico del proyecto estudiado.

Las muestras alteradas se dividen en dos fracciones constituidas por el material menor y mayor que la malla No.4. Toda la fracción mayor se somete al análisis por mallas y debe encontrarse limpia de finos. Solo una parte de la fracción menor se somete al análisis granulométrico:

Suelos arcillosos limosos	200 a 500 g
Suelos arenosos	500 a 1000 g

Esta porción de muestra debe obtenerse por cuarteo para que sea representativa de la fracción analizada. A menos que el material sea una arena limpia, la porción mencionada debe, a su vez, dividirse en una fracción gruesa y otra fina (partículas mayores o menores que la malla No.200) antes de ser sometida al análisis combinado. Esta separación puede realizarse por decantación sucesiva o por lavado en la malla No.200.

Los resultados obtenidos de este tipo de pruebas se deben dibujar en un papel semilogarítmico para así poder dibujar lo que se conoce como curvas granulométricas.

Los distintos tamaños de los granos se dibujan en escala semilogarítmica en las abscisas y los porcentajes en peso de los granos de suelo más finos que un tamaño determinado, en escala natural en las ordenadas. La línea que une todos los puntos que representa la composición granulométrica de un suelo, se llama curva granulométrica de dicho suelo. La forma de la curva nos indica la relación entre los tamaños de los diferentes granos de suelo. Una curva empinada indica que los granos son casi todos del mismo tamaño, es un suelo uniforme. Una curva suave indica grandes variaciones en el tamaño de los granos, es un suelo de buena graduación (Fig. 8).

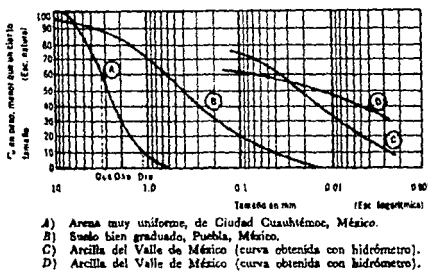


Fig. 8 Curvas Granulométricas de algunos suelos

Las inflexiones en la curva indican que el suelo está compuesto de dos o más suelos uniformes, es un suelo de graduación incompleta. Una curva empinada en la sección que corresponde a la arena y que se hace larga y aplanada en la sección de los finos indica que el suelo se formó originalmente por meteorización mecánica y que después se alteró químicamente.

Interpretación de la Gráfica

Entre otras cosas, la curva granulométrica nos permite obtener el tamaño efectivo de los granos y uniformidad del suelo.

Llamado por Hazen como el tamaño efectivo de los granos, es el tamaño correspondiente al 10 % en la curva granulométrica acumulativa y se designa por D_{10} .

De la curva también se pueden obtener otros tamaños como el D_{15} , que junto con el tamaño efectivo se ha demostrado que son factores principales en el diámetro efectivo de los poros y están relacionados empíricamente con el drenaje y filtración de la humedad del suelo.

La uniformidad del suelo se puede definir estadísticamente de varias maneras. Un índice útil es el coeficiente de uniformidad, C_u , que se define por la relación:

$$C_u = D_{60} / D_{10}$$

Donde: D_{60} = Tamaño tal, que el 60%, en peso, del suelo, sea igual o menor.

D_{10} = Tamaño tal que sea igual o mayor que el 10%, en peso, del suelo.

Los suelos que tienen C_u menor que 3 se dicen que son muy uniformes y los que tienen C_u mayor que 6 están bien graduados.

Otro coeficiente obtenido de las curvas granulométricas es el coeficiente de curvatura, el cual se obtiene de la fórmula:

$$C_c = (D_{30})^2 / (D_{10} \cdot D_{60})$$

Esta relación tiene un valor entre 1 y 3 en suelos bien graduados, con amplio margen de tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño intermedio.

Dependiendo de los resultados granulométricos podemos también clasificar el suelo ya sea en suelo arenoso, arcilloso, limoso, etc. Para esto existen diferentes criterios como por ejemplo la clasificación internacional, la clasificación del M.I.T., la del S.U.C.S. etc., la que se utiliza en nuestro país es la del S.U.C.S.

Compresión Simple:

La prueba de compresión no confinada consiste en aplicar una carga vertical a un espécimen cilíndrico y llevarlo a la falla sin proporcionarle ningún soporte lateral. Esta prueba se asemeja a una triaxial en la cual el esfuerzo principal mayor fuera igual al vertical y los esfuerzos principales intermedio y menor fueran nulos. La importancia de las fisuras y heterogeneidades del material en ausencia de presión confinante hace que no pueda considerarse simplemente como una triaxial no consolidada no drenada. A pesar de su difícil interpretación, esta prueba es comunmente usada para estimar la cohesión del material en condiciones no drenadas, la cual se considera igual a la mitad de máximo esfuerzo axial aplicado durante la prueba; esta queda circunscrita a suelos cohesivos, pues en los no cohesivos es imposible labrar la muestra. La carga axial puede aplicarse al espécimen siguiendo el método de deformación controlada (velocidad de deformación constante) o de carga controlada (incrementos de carga aplicados a intervalos predeterminados).

Un gran número de máquinas comerciales de compresión permiten realizar una prueba satisfactoria por el método de deformación controlada. La velocidad de deformación constante puede aplicarse manualmente o mediante un motor. La medición de la carga puede realizarse con un anillo dinamométrico colocado en la parte inferior del marco de carga o mediante una báscula sin resortes. La precisión en la medición de la carga debe ser del uno por ciento, por lo menos. Para pruebas de campo, puede emplearse un aparato portátil. El equipo empleado debe calibrarse cuidadosamente.

La carga puede aplicarse alternativamente mediante pesas en el marco de carga de un banco de consolidación (control de carga).

Las probetas de material inalterado o compactado se labran cuidadosamente en el laboratorio. Si la probeta no se somete a prueba inmediatamente después de su preparación, es conveniente protegerla contra el secado y el consecuente desarrollo de esfuerzos capilares. La duración misma de la prueba puede ser suficiente para que se presenten importantes pérdidas de agua por evaporación, para reducir este fenómeno, el espécimen debe ensayarse en una cámara o un recipiente con agua en el fondo. Si la probeta no se va a probar subsecuentemente en estado remoldeado, el espécimen puede cubrirse con una delgada capa de grasa.

En materiales resistentes es necesario recubrir los extremos del espécimen para obtener superficies lisas y paralelas. El yeso puede emplearse para este propósito, sin embargo, cuando se prueban materiales muy resistentes, puede utilizarse un compuesto comercial para recubrimiento, similar al utilizado en cilindros de concreto. El recubrimiento debe ser tan delgado como sea posible.

CAPITULO IV.

REVISION DE LA CIMENTACION

El objetivo de este trabajo es el de diagnosticar las condiciones reales del edificio en cuanto a seguridad estructural se refiere, averiguar cuál es la causa de los agrietamientos en muros divisorios y en caso de falla o daño, proponer soluciones y recomendar cual sería la más costeable.

Se decidió realizar un estudio de la cimentación del inmueble, debido a que no había falla aparente en ningún elemento importante de la estructura que nos pudiera dar alguna clave del motivo de los fisuramientos.

Datos del Proyecto

Se trata de un edificio de seis niveles con una estructura resuelta a base de columnas y trabes de concreto reforzado. Tiene una planta aproximada de 20 x 19 metros.

La construcción se encuentra ubicada, desde el punto de vista estratigráfico en la zona I del Distrito Federal, en la que el subsuelo está constituido en general por depósitos de origen piroclástico.

La zona donde está ubicada la estructura es una región donde existen minas subterráneas ocasionadas por la explotación de materiales aptos para la elaboración de concreto.

El edificio se encuentra apoyado sobre 20 pilas de cimentación de 1.20 m de diámetro de concreto reforzado con traveses de liga de 1 m de peralte. Las pilas están hincadas a diez metros de profundidad con el propósito de que el desplante de la estructura sea bajo las oquedades.

En el inmueble se observan daños en muros divisorios (de relleno), pero en las columnas no se aprecian agrietamientos que indiquen que existe daño en la estructura de éste.

Por lo que respecta al subsuelo no se aprecian hundimientos importantes en la superficie, lo que indica que no ha habido migración considerable de las cavernas del subsuelo.

Por cuestión de diagnóstico los estudios realizados se pueden dividir en dos etapas; la primera, en la que se revisó la cimentación mediante un pozo a cielo abierto hasta una profundidad aproximada de 10 m no hallándose la causa del problema y la segunda etapa definitiva, en la que se descubrió el motivo de los agrietamientos, llevándose el pozo hasta los 14 m de profundidad.

Primera Etapa

Trabajos de Campo

Los trabajos de campo consistieron en la realización de dos sondeos mixtos de penetración estándar y rotación con diámetro BX. llevado uno a 25.2 m y otro a 18.0 m de profundidad, respectivamente. Los resultados de estos sondeos se presentan en los registros de campo de las Tablas 1 y 2. En las columnas dos y tres de estas tablas se muestra la variación del número de golpes de la prueba de penetración estandar con respecto a la profundidad, para cada sondeo.

Se realizaron 4 pozos a cielo abierto para observar la estratigrafía del subsuelo y las condiciones de estabilidad de la cimentación. Tres pozos se llevaron hasta 2 m y el cuarto hasta 10 m de profundidad.

En el pozo a cielo abierto profundo, se observó que el terreno natural está formado por una toba café de origen piroclástico, de consistencia firme a muy firme. A 4.5 m de profundidad, se encontró una fractura en el terreno variando de 5 a 10 cm de abertura. A los 5.4 m se encontró una caverna de 2 m de altura libre aproximadamente y dimensiones en planta del orden de 4 x 5 m, a través de la cual se pudieron observar dos pilas de la cimentación del edificio: estas pilas están recubiertas por un ademe metálico. No se apreció daño estructural en estos elementos de cimentación. Se pudo observar que las pilas no están confinadas a lo largo de su fuste, por lo que no trabajan a fricción lateral, lo que indica que la capacidad de carga de dichos elementos es fundamentalmente por punta.

TABLA 1: REGISTRO DE SONDEOS DE PENETRACION ESTANDAR

MUESTRA No.	PROF. PENETR.	GOLPES LONG RECUP.		MATERIAL
1	0.60	-	-	-
2	1.20	11	8	2 DE Rell.lim-are-arci. comp. c. y 10 blando
-	1.80			Grieta o hueco
-	2.40			Grieta o hueco
-	3.00			Grieta o hueco
-	3.60			Grieta o hueco
-	4.20			Grieta o hueco
3	4.80		1	2 E Hueco 15 arci-lim. c
4	5.40	2	3	1 E Arcilla limosa c.
-	6.00			Cueva o hueco.
-	6.60			Cueva o hueco.
-	7.20			Cueva o hueco.
-	7.80			Cueva o hueco.
-	8.40			Cueva o hueco.
-	9.00			Cueva o hueco.
-	9.60			Cueva o hueco.
-	10.20			Cueva o hueco.
-	10.80			Cueva o hueco.
-	11.40			Cueva o hueco.
-	12.00			Cueva o hueco.
-	12.60			Cueva o hueco.
5	13.20	5	11	8 E Arena c. r. c/gr.pom
6	13.80	13	18	11 E Arena lim. c. c/grav
7	14.40	11	12	10 E Arena lim. comp c/gr
8	15.00	12	5	E Are-lim c. c/gr huec
-	15.60			Cueva o hueco.
-	16.20			Cueva o hueco.
9	16.80	1	2	1 E lim-are c c/grav
10	17.40	1	6	3 E Lim-are c c/gr.pom
11	18.00	5	14	8 DE lim-are c pom y 20 are-lim. c c/grav
12	18.60	10	13	5 DE Are lim c c/gr 40 arena pom. lim. c
13	19.20	8	20	15 CDE Are.pom-lim comp gr
14	19.80	15	27	13 E Are.pom comp. g.cl
15	20.40	11	26	16 DE Are.pom comp c
16	21.00	8	11	7 E Are.pom comp g
17	21.60	7	15	6 DE Lim-are comp. c c/gr
18	22.20	8	16	9 DE Lim-are comp. c/pom
19	22.80	9	20	13 DE Lim-are comp. c/pom
20	23.40	19	38	18 DE Are-pom-lim comp gr
21	24.00	21	18	8 DE Lim-are comp c/vetas de are-pom g
22	24.60	10	22	11 DE Lim-are comp. c
24	25.20	10	25	12 DE Lim-are comp. c

TABLA 2: REGISTRO DE SONDEOS PENETRACION ESTANDAR

MUESTRA No.	PROF	GOLPES		LONG.	MATERIAL
		PENETR	RECUP.		
1	0.60	-	-	-	E Rell arci-are c c/gr excav. a mano
2	1.20	1	2	2	E Rell arci-are c casc
3	1.80	1	2	1	E Rell arci-lim c
4	2.40	1	4	3	E Rell arci-lim c
5	3.00	5	42	18	DE Arci-lim c45 lim-are
6	3.60	7	26	39	DE Lim-are-arci comp c
7	4.20	10	27	18	DE Lim-are-arci comp.gr
8	4.80	12	35	37	DE Lim-are-arci comp.gr
9	5.40	10	30	11	DE Lim-are-arci comp c
10	6.00	9	28	20	DE Lim-are-arci comp c
11	6.60	5	21	17	DE Lim-are-arci comp c c/gr y grumos cement
12	7.20	7	22	31	DE Lim-are-arci gr-cem
13	7.80	8	23	21	DE Lim-are-arci comp.gr
14	8.40	7	15	30	DE Lim-are-arci g c c/gr y 15 cueva Cueva.
--	9.00				
15	9.60		1	2	E Rell lim-are-arci
16	10.20	1	3	1	E Caído lim-are-arci
17	10.80	1	3	1	E Rell lim-are-arci
18	11.40	1	5	4	DE Lim-are-arci c/gr
19	12.00	3	5	3	E Lim-are-arci c/gr
20	12.60	2	5	3	E Lim-are-arci c/gr
21	13.20	3	7	3	E Lim-are-arci c/gr
22	13.80	2	8	6	E Lim-are-arci c/gr
23	14.40	5	7	3	E Lim-are-arci c/gr
24	15.00	5	7	3	E Lim-are-arci c/gr
25	15.60	3	9	3	E Lim-are-arci c/gr
26	16.20	3	14	6	E Lim-are-arci c/gr 15 arena comp. g c
27	16.80	10	21	13	DE Arena comp. g c/gr y 10 are-pom comp li
28	17.40	9	21	11	E Arena pom. comp g
29	18.00	13	30	11	E Arena pom comp lim c

Se obtuvo además una muestra inalterada del terreno natural, para su análisis en el laboratorio.

Se realizaron dos nivelaciones del edificio, una el 2 de agosto y la otra el 10 de septiembre; los resultados de estas se muestran en la Tabla 3.

TABLA 3 NIVELACIONES DEL EDIFICIO

Punto	Primera Nivelación	Segunda Nivelación	Diferencia [m]
1	101.241	101.242	-0.001
2	101.252	101.255	-0.003
3	101.645	101.647	-0.002
4	101.315	101.319	-0.004
5	99.222	99.224	-0.002
6	98.961	98.963	-0.002
7	98.93	98.93	0
8	98.888	98.889	-0.001
9	98.72	98.726	-0.006
10	99.026	99.32	-0.006
11	98.711	98.706	0.005
12	98.663	98.666	-0.003
13	98.984	98.987	-0.003
14	98.845	98.847	-0.002
15	98.831	98.829	0.002
16	98.778	98.786	-0.008
17	98.919	98.925	-0.006
18	98.794	98.801	-0.007
BN-0	100	100	0

Adicionalmente, en las mismas fechas, se midieron los desplomes de las esquinas del edificio, mostrándose en la Tabla 4 las magnitudes de los mismos.

TABLA 4 DESPLOMES EN CENTIMETROS

Esquina NE	Esquina NW	EsquinaSe	Esquina SW
9.0	0	5.0	8.7 S
3.2 E	11.3 S	2.6 E	1.8 E
7.8 S	0	5.2 S	9.0 S
3.2 E	10.0 S	2.4 E	1.8 E

Pruebas de Laboratorio

A las muestras extraídas de los sondeos se les practicaron los siguientes ensayos:

a) *Pruebas Índice:*

Contenido de agua.

Granulometría.

Los valores de los contenidos de agua se presentan en las figuras 1 y 2, que corresponden a los sondeos mixtos 1 y 2 respectivamente. Los resultados de las granulometrías se muestran en las figuras 3 y 4 en los que se aprecia que el material piroclástico según el S.U.C.S. tiene una clasificación de arena-limosa (SM).

Fig. 1 Sondeo 1

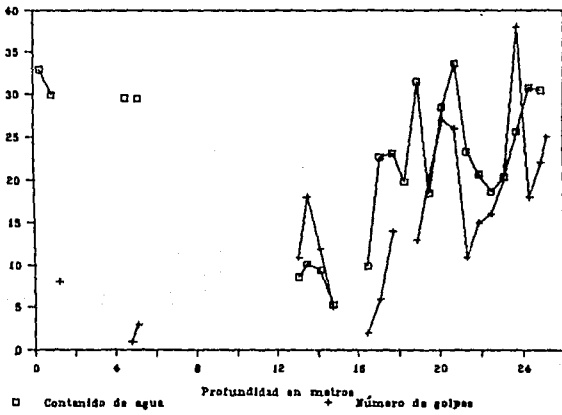
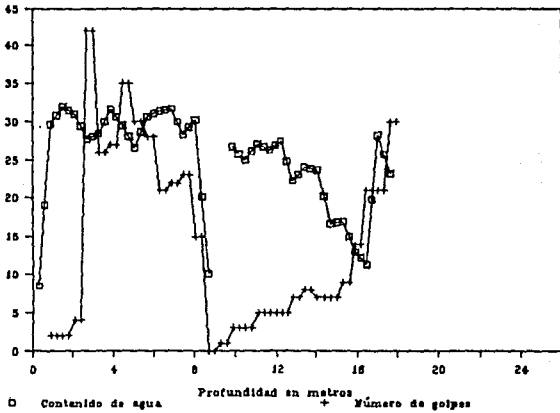


Fig. 2 Sondeo 2



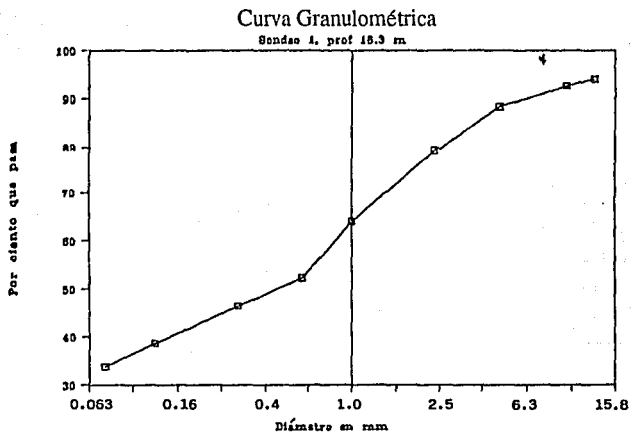


Figura 3

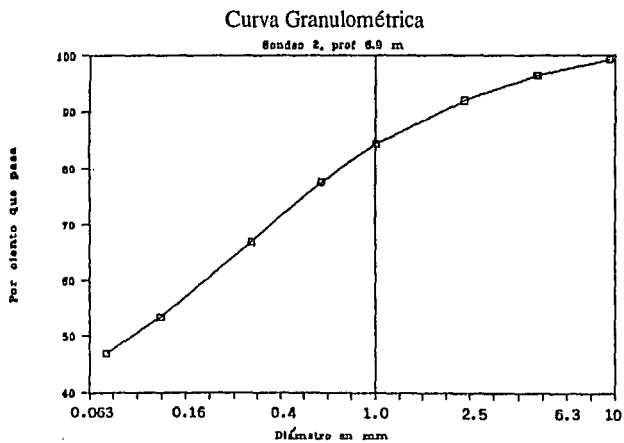


Figura 4

h) Pruebas Mecánicas:

Compresión no confinada

El resultado de un ensaye de compresión no confinada practicado sobre la toba de origen piroclástico se muestra en la figura 5, apreciándose que la cohesión del material es del orden de 30 t/m².

Revisión de la Cimentación

De acuerdo con la información presentada anteriormente en éste capítulo, se observa que el terreno natural está constituido por una toba de origen piroclástico de consistencia firme a muy firme, con un estrato intercalado de grava con arenas pumíticas. Además, las pilas observadas se encuentran en buen estado estructural; estas no trabajan a fricción y su capacidad de carga está dada por la punta. En el pozo profundo de exploración se ve que la pila de cimentación se apoya sobre terreno firme por lo menos hasta los 10 m de profundidad, no habiendo evidencias de que su desplante sea defectuoso, sin embargo, no se llegó al nivel de desplante.

Los resultados de las nivelaciones y mediciones de desplomes confirmaban lo anterior, ya que el asentamiento máximo de 8 mm no es significativo.

Compresión no Confinada

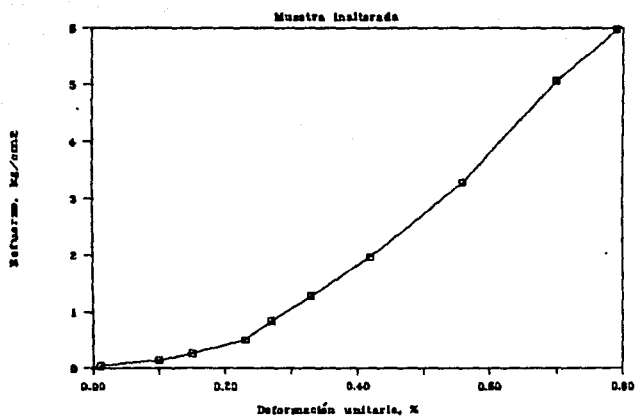


Figura 5

Cabe aclarar que el tipo de suelo observado en el pozo a cielo abierto no es susceptible de ser utilizado como agregado de construcción para la elaboración del concreto, por lo que no es evidente que las cavernas encontradas en dicho pozo sean producto de explotación de minas. Vale la pena destacar que en el sondeo 2 se presentó una cueva de 1.20 m de espesor y el material que la subyace es un limo-arenociloso, lo que vuelve a confirmar la no intervención humana en la generación de las cavidades existentes.

Conclusiones y Recomendaciones Preliminares

Conclusiones:

1. El subsuelo bajo el edificio está constituido por una toba de origen piroclástico de consistencia firme a muy firme. Entre 17 y 21 m de profundidad, aproximadamente, se encuentra un estrato de grava con arena pumítica en estado de medianamente compacto a compacto. Existen grietas, huecos u oquedades a diferentes profundidades.
2. En el subsuelo se presentan grietas de tensión de abertura máxima de 10 cm, así como cavernas aparentemente naturales de 2 m de altura aproximadamente.
3. Las pilas de cimentación trabajan fundamentalmente por punta, y en las dos que se pudieron observar no existen daños estructurales. En una de ellas se observó, hasta los 10 m de profundidad, que la pila se apoyaba sobre el terreno natural.

4. En esta etapa los movimientos del edificio fueron de pequeña magnitud. Sin embargo, había que esperar los resultados de nivelaciones subsecuentes para poder arrojar conclusiones definitivas.
5. El tipo de suelo, hasta una profundidad de 10 m, no es susceptible de ser utilizado como agregado de construcción para elaboración de concreto, por lo que no es evidente que las cavernas existentes hasta esa profundidad sean producto de explotación de minas.
6. De acuerdo con los resultados de los sondeos mixtos, se observa que de los 18 m en adelante en el sondeo 1 y de los 16 m en el sondeo 2, no aparecen grietas ni cavernas en el subsuelo.

Recomendaciones:

1. Es necesario realizar un muestreo estadístico del desplante de las pilas de cimentación, para observar en forma directa que el trabajo de punta de estos elementos se está realizando satisfactoriamente. Este muestreo consistirá en la excavación de pozos a cielo abierto adyacentes a 7 pilas de cimentación, hasta su nivel de desplante.
2. Bajo el nivel de desplante de las pilas estudiadas, se realizará una exploración semidirecta hasta una profundidad de 10 m bajo dicho nivel, para verificar la posible presencia de grietas u oquedades en esta distancia.

3. Es necesario realizar nivelaciones del edificio y medición de desplomes cada tres meses, por un periodo de por lo menos un año, a partir de esta fecha, para verificar posibles movimientos posteriores del inmueble.
4. En el caso de encontrar grietas u oquedades bajo el nivel de desplante de las pilas, una posible solución será la de rellenar con una mezcla de suelo-cemento dichas grietas u oquedades.
5. Por lo que respecta a la mecánica de suelos, en este momento no existen evidencias de un comportamiento defectuoso de las pilas de cimentación, pero esta conclusión se deberá confirmar con los estudios recomendados en párrafos anteriores.
6. En caso de ser necesaria una recimentación del edificio, si se encuentran grietas u oquedades bajo el desplante de las pilas, la recimentación del edificio se puede llevar a cabo estando éste habitado, siempre y cuando se tomen las medidas provisionales de seguridad correspondientes durante la recimentación. Estas medidas dependerán del procedimiento constructivo que se utilice.
7. Es importante contar con los estudios de mecánica de suelos previos a la construcción del inmueble, para compararlos con los resultados de este estudio.

Segunda etapa:

El pozo a cielo abierto profundo, se llevó hasta los 14 m de profundidad aproximadamente. Dentro de éste se midió la resistencia con el penetrómetro de bolsillo, obteniéndose los siguientes valores:

De 0 a 7.3 m de profundidad: $q_u > 4.5 \text{ kg/cm}^2$

De 7.3 a 10.5 m de profundidad: $3.5 < q_u < 4.5 \text{ kg/cm}^2$

De 10.5 a 13.8 m de profundidad se encontró un depósito de origen aluvial en estado suelto. La pila de cimentación se desplanta sobre este material a los 13.2 m profundidad.

Durante el análisis de la cimentación de la segunda etapa se encontró que la pila adyacente al pozo a cielo abierto profundo está apoyada en un depósito de origen aluvial en estado suelto. Este depósito posiblemente es un cauce enterrado.

De acuerdo con la información de la estructura, la carga que le transmite esta a la pila de cimentación observada en el pozo profundo, es de 60 t, la que sumada al peso propio de la misma pila (40 t), da un total de 100 t de carga a nivel de desplante, dando una presión promedio de contacto de 88 t/m^2 , para una pila de 1.2 m de diámetro.

Esta presión es muy superior a la capacidad de carga última del terreno de cimentación de la pila, que es de 10 t/m^2 , correspondiente a un aluvi3n en estado suelto. Este fen3meno ocasiona que se presente una falla por resistencia al corte del terreno, as3 como asentamientos excesivos de la pila de cimentaci3n. Lo anterior explica el asentamiento diferencial sufrido por el edificio de 18.5 cm en la losa del primer entrepiso, as3 como los da1os ocurridos en el edificio. El asentamiento del inmueble no ha sido mayor, porque la losa de cimentaci3n est3 sosteniendo parcialmente a la estructura; por esta misma raz3n, los movimientos del edificio actualmente son peque1os.

El estrato de toba de origen pirocl3stico de consistencia firme a muy firme est3 recibiendo un porcentaje importante del peso total del edificio, a trav3s de su losa de cimentaci3n, de ah3 que los da1os en el edificio no se hayan incrementado notablemente con el tiempo. Sin embargo, se puede presentar una falla de esta toba, lo cual llevar3a al colapso del edificio.

Por lo anterior, es necesario que las pilas de cimentaci3n queden apoyadas en el estrato firme que subyace al dep3sito de aluvi3n suelto, el cual est3 constituido por una arena limosa o limo-arenoso caf3 en estado compacto, que aparece en el sondeo 1 a 19.20 m de profundidad y a 16.80 m de profundidad en el sondeo 2.

Es importante destacar que tanto en los sondeos mixtos como en el pozo profundo a cielo abierto se observaron grietas de tensi3n, de abertura variable, en el subsuelo. Adem3s, no es evidente que la caverna que se encontr3 sea producto de la explotaci3n del ser humano, m3s bien parece ser de origen natural.

La existencia de estas grietas de tensión puede deberse a hundimientos por densificación del aluvi6n suelto del subsuelo. Sin embargo, las dimensiones de las grietas son demasiado grandes para que las genere el espesor relativamente peque1o del aluvi6n. Esto hace suponer la posible existencia de una zona profunda de tensi6n en el subsuelo bajo la planta del edificio. La estratigrafía del subsuelo est1 constituida por un estrato de toba de consistencia muy firme que sobreyace a otro estrato de menor rigidez, lo que ocasiona que no se presenten asentamientos considerables en la superficie debido al espesor de 7.30 m del estrato superior de alta rigidez.

Por lo anterior se puede suponer que han existido reajustes de las formaciones geol6gicas en la zona del edificio, ocasionados por la existencia de un centro profundo de tensi6n en el subsuelo. Estos reajustes pueden seguir suscit1ndose en un futuro pr6ximo cercano.

Cabe aclarar que el fen6meno de grietas de tensi6n en zona de lomas ha sido observado en otros sitios de la zona poniente de la Ciudad de M6xico, el cual fue mencionado por el Ing. Rodolfo del Castillo en el Simposio de Cimentaciones en Zonas Minadas de la Ciudad de M6xico, de marzo de 1976, organizado por la Sociedad Mexicana de Mec1nica de Suelos, en el que se describe la existencia de "grietas pr1cticamente horizontales ocasionadas por asentamiento de capas o bolsas de suelo blando subyacentes a (estas) capas duras".

Las grietas de tensión se pueden deber al abatimiento de los niveles piezométricos en el subsuelo de la zona, o a la presencia de una caverna situada a gran profundidad.

Los reacomodos de las formaciones geológicas hacen del sitio del edificio una zona de alto riesgo para la cimentación de cualquier estructura.

El máximo desplome del edificio es de 11.30 cm hacia el sur (esquina noroeste), lo que da un desplome de 0.63 % el cual resulta ligeramente inferior al máximo permisible de 0.65 % que establece el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1987.

Conclusiones de la Segunda Etapa

Las conclusiones que se obtuvieron en la segunda etapa de estudios ratifican en algunos casos y rectifican en otros las conclusiones preliminares presentadas anteriormente, estas se enlistan a continuación:

1. En caso de ser necesaria una recimentación del edificio, este tendrá que ser desocupado. Los nuevos datos encontrados y cálculos realizados en esta etapa conducen a la conclusión de que la estabilidad de la estructura peligraría si se colapsara la toba de consistencia firme que soporta parte del peso total del edificio. Dado que no existe forma de garantizar la estabilidad de este estrato, se recomienda la desocupación inmediata del edificio como una medida de seguridad para los propios adjudicatarios.

2. El subsuelo bajo el edificio está constituido por una toba de origen piroclástico de consistencia firme a muy firme hasta los 7.30 m de profundidad, a partir de la cual su consistencia disminuye. Bajo esta toba se encuentran depósitos de origen aluvial en estado suelto, observados en el pozo profundo a cielo abierto hasta 14.0 m de profundidad.
3. En el subsuelo se presentan grietas de tensión de abertura máxima de 10 cm, así como cavernas aparentemente naturales de 2.0 m de altura aproximadamente.
4. Las pilas de cimentación trabajan fundamentalmente por punta, y en dos de ellas no se aprecian daños estructurales. En una de las pilas se observó que a los 13.20 m de profundidad, ésta está apoyada sobre el depósito de origen aluvial en estado suelto.
5. La carga que transmite la pila observada en el pozo profundo a suelo abierto supera por mucho la capacidad de carga última del depósito de origen aluvial, lo que ha ocasionado la falla de este material, con los consiguientes hundimientos y daños en el edificio.
6. Parte de la carga del edificio la está soportando la toba de origen piroclástico de consistencia firme, razón por la cual la estructura no ha sufrido daños más severos.

7. Existe la probabilidad de que se presenten asentamientos de magnitud impredecible en el futuro, bajo el sitio del edificio, debido a la posible existencia de una zona profunda de tensión en el subsuelo.
8. El tipo de suelo, hasta una profundidad de 14 m, no es susceptible de ser utilizado como agregado de construcción para la elaboración de concreto, por lo que no es evidente que las cavernas existentes hasta esa profundidad sean producto de explotación de minas.

Recomendaciones

1. Debido a que las pilas se encuentran apoyadas sobre un depósito de aluvión en estado suelto, se recomienda una recimentación del edificio.
2. Las pilas de recimentación deben apoyarse en el estrato resistente que subyace al depósito de aluvión suelto, el cual está constituido por una arena limosa o limo-arenoso café en estado compacto, que aparece en el sondeo 1, a 19.20 m de profundidad y a 16.80 m de profundidad en el sondeo 2.
3. Debido a que el apoyo de las pilas de cimentación es deficiente, es necesario que la recimentación se realice a la brevedad posible, ya que existe el riesgo de una falla del estrato superficial de toba de consistencia firme. Por esta razón, es necesaria la desocupación del edificio mientras se realicen los trabajos de recimentación del mismo.

4. Debido a la posible existencia de una zona profunda de tensión en el subsuelo, existe la probabilidad de que se presenten asentamientos impredecibles en el futuro. Estos podrían dañar severamente la estructura del edificio, llevándolo incluso al colapso. Lo anterior hace evidente la necesidad de detectar y cuantificar con precisión las características, naturaleza y profundidad de dicha zona de tensión, tes de proceder a cualquier tipo de recimentación del edificio.

5. Es necesario realizar nivelaciones del edificio y medición de desplomes cada dos meses mientras duren los trabajos de recimentación y por lo .menos un año más después de que estos queden terminados.

CAPITULO V.

ALTERNATIVAS DE RECIMENTACION

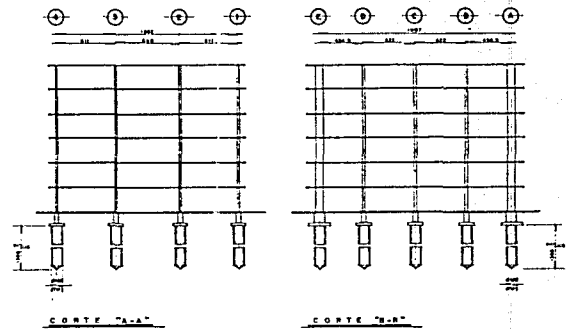
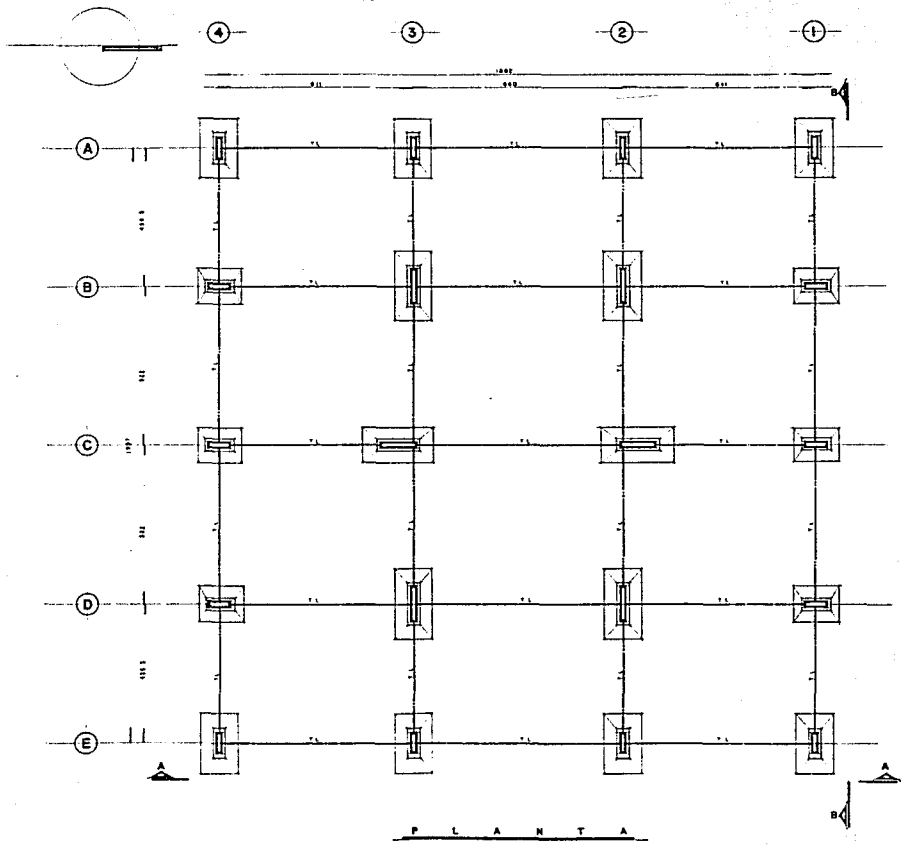
La cimentación original del edificio está formada por una retícula de contratraves de 1.0 m de peralte por 0.40 m de ancho, dispuesta en 5 ejes en una dirección y 4 en la otra. Los nudos de dicha retícula, se encuentran apoyados sobre pilas de cimentación de 1.2 m de diámetro desplantadas a 13 m de profundidad aproximadamente (Fig.1).

En general, los problemas de ingeniería tienen varias alternativas de solución. Es labor del ingeniero encontrar el mayor número de alternativas para poderlas comparar desde distintos puntos de vista (facilidad constructiva, económico, tiempo, etc..) y elegir, entre ellas, la mas conveniente.

La recimentación del edificio que se estudia en este trabajo es un problema clásico de ingeniería y es por esto que en este capítulo se plantearán algunas alternativas de recimentación:

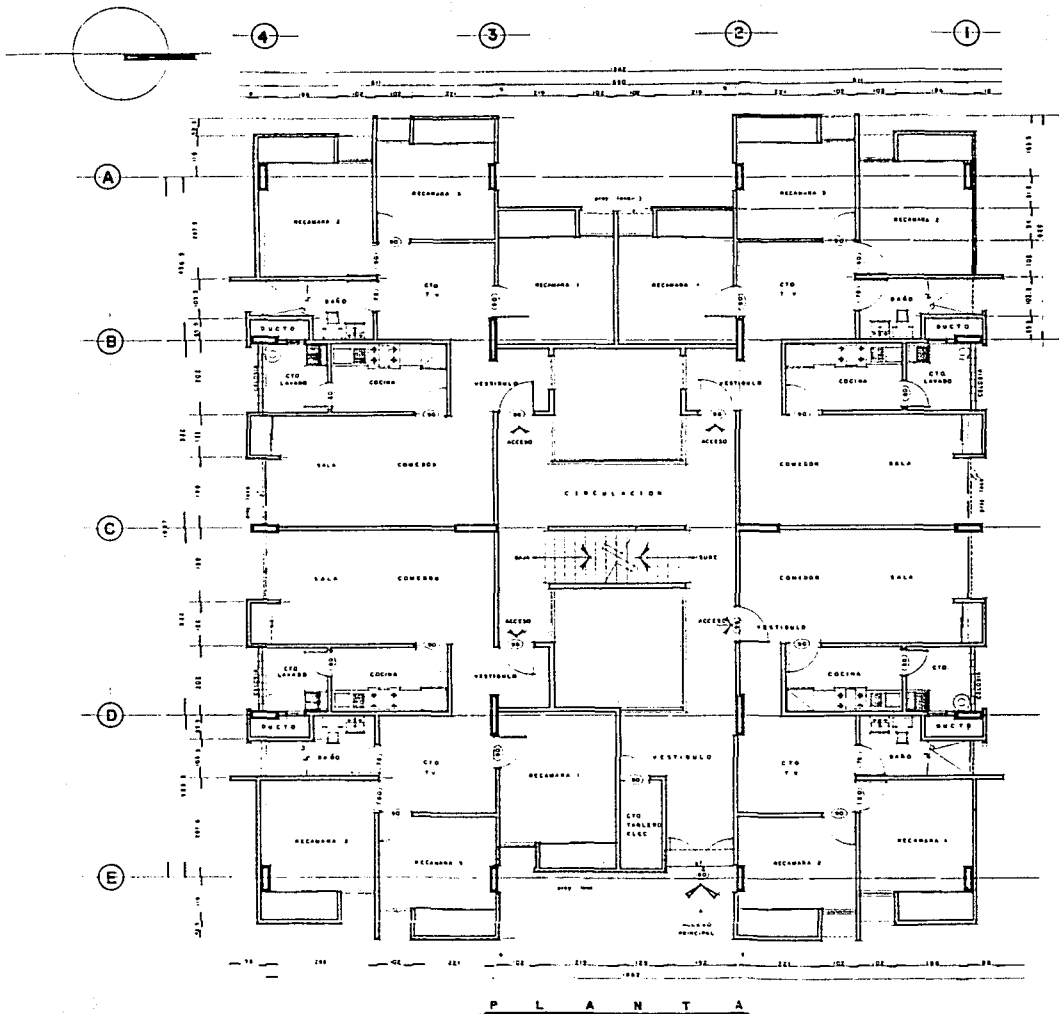
- 1) Recimentación por Dados*
- 2) Ampliación de la Cimentación*
- 3) Rigidización de Contratraves*
- 4) Otras Alternativas*

Se recomienda que una vez recimentado el edificio, éste se instrumente con el fin de poder juzgar su seguridad.



EDIFICIO MULTIFAMILIAR
C I M E N T A C I O N

FIG. No. 1



EDIFICIO MULTIFAMILIAR
ARQUITECTORICO
 FIG. No. 1A

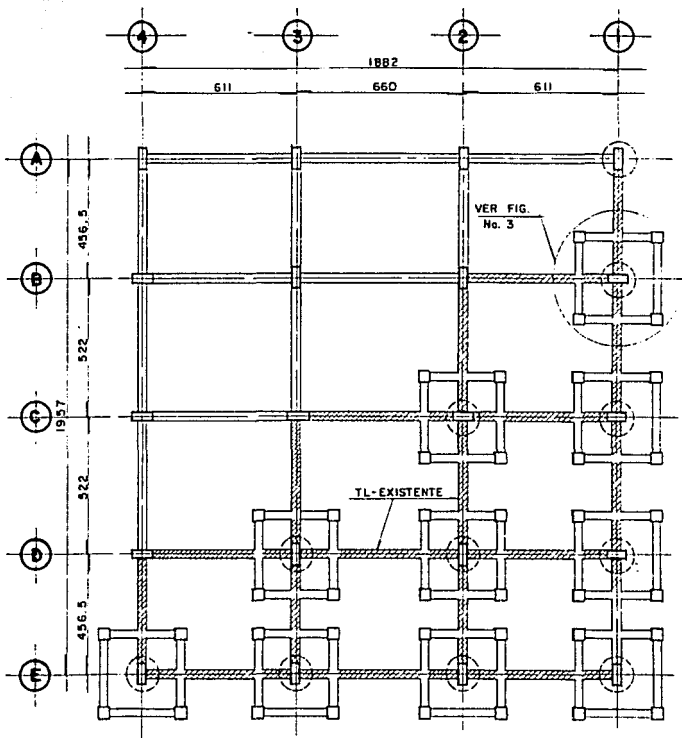
P L A N T A

1) Recimentación a base de Dados:

Esta alternativa propone que parte de la cimentación del edificio se desplante sobre el estrato firme que se encuentra a 20 m de profundidad. Se sugiere la construcción de dados de recimentación en cada una de las 10 pilas apoyadas en el estrato de aluvión en estado suelto (Fig.2).

Los dados de recimentación están constituídos por contratrabes que se ligan a las existentes y que se apoyarán en cuatro pilotes de concreto armado (dispuestos alrededor de cada pila), de sección cuadrada de 50 cm por lado, hincados a 20 m de profundidad. Estos se distribuyen conforme a la figura 3. garantizando así, la distancia mínima que debe existir entre pilotes.

Al ligar las contratrabes originales con los pilotes mediante el puente propuesto, se asegura que la carga que baja por la columna sea transmitida a los pilotes ya que las nuevas contratrabes son elementos muy rígidos por tratarse de claros pequeños con relación al peralte.



PLANTA

FIG. No. 2 DADOS DE RECIMENTACION

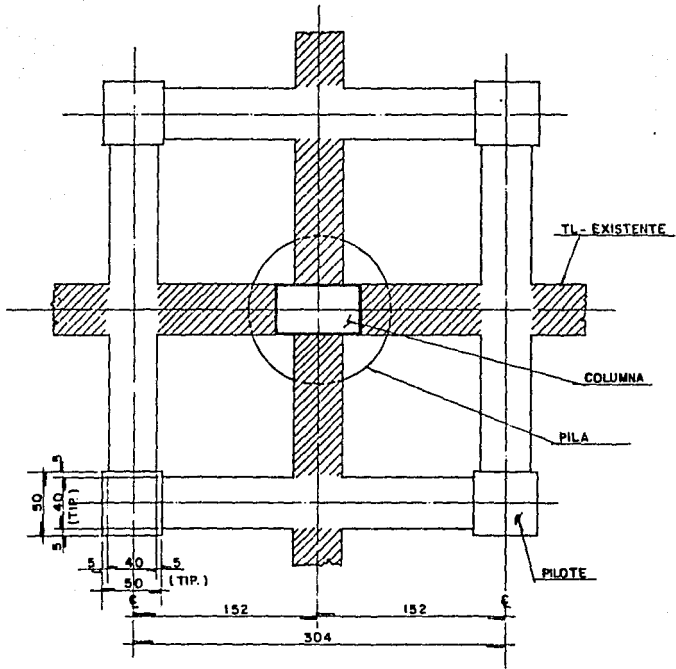


FIG. No.3 DADOS DE RECIMENTACION
(PARA ARMADO VER FIG. No. 4)

El procedimiento constructivo de un dado se describe a continuación(Fig.4):

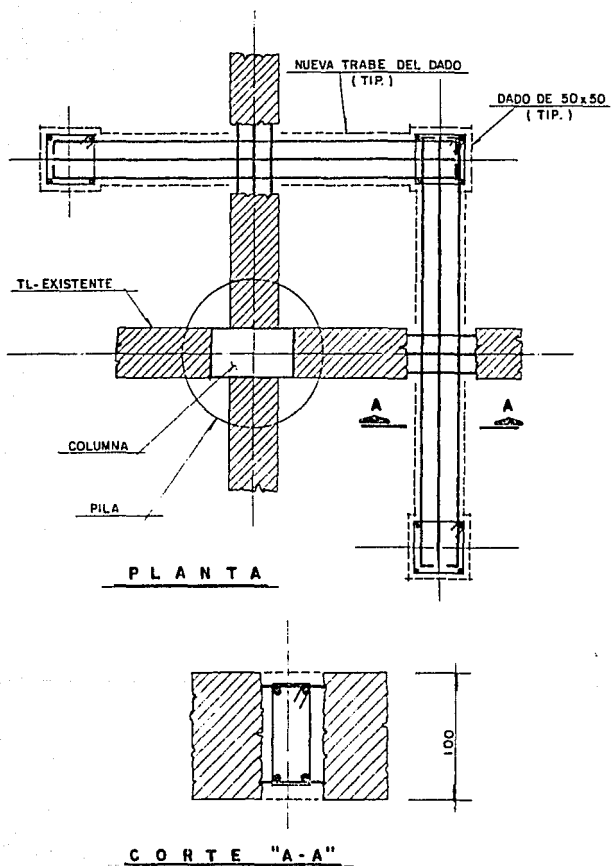
- Demoler temporalmente las contratrabes originales con el fin de poder pasar el acero de las nuevas contratrabes que ligarán las cabezas de los pilotes. No se requiere apuntalar ya que las contratrabes existentes son de liga.

- Hacer perforaciones guía de 40 cm de diámetro y 20 m. de profundidad donde se hincarán los pilotes.

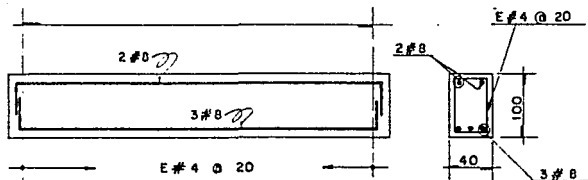
- Hincar los 4 pilotes en secciones de 1.5 m. de largo ya que éstos se hincarán en el interior del edificio. Cada sección tiene en sus dos extremos placas de acero con el fin de soldar una sección con otra.

- Unir las cabezas de los pilotes mediante las contratrabes adicionales propuestas, colocando el refuerzo longitudinal y transversal de las mismas.

- Hacer un colado monolítico de las nuevas contratrabes, incluyendo las zonas existentes que fueron temporalmente demolidas, colando el concreto con un aditivo estabilizador de volumen, y humedeciendo adecuadamente varias horas antes de iniciar el colado para lograr mejorar la adherencia ente el concreto existente y el nuevo.



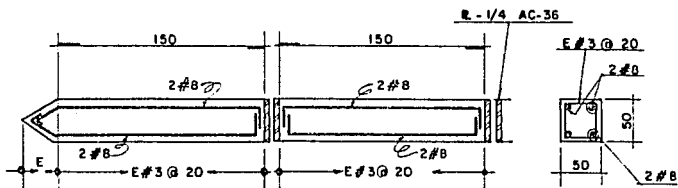
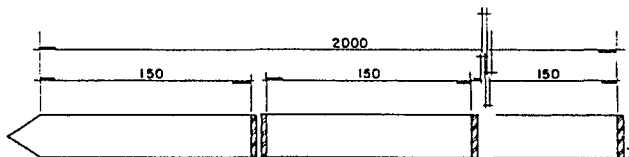
**FIG. No. 4 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
PARA DADOS DE RECIMENTACION.**



$F_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

$F_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$

NUEVA TRABE DEL DADO



PILOTE PARA DADO

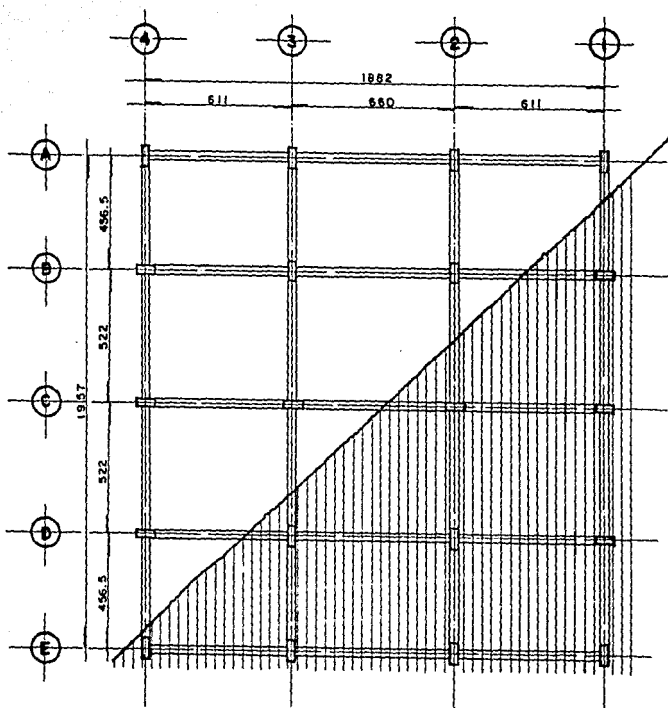
2) *Ampliación de la Cimentación:*

En esta alternativa se contempla la posibilidad de ampliar la cimentación del edificio en dos de sus lados. Esta solución surge como respuesta a la localización del cauce enterrado que se encuentra bajo el edificio. Estudios geotécnicos efectuados previamente a la revisión de la cimentación que se plantea a lo largo de esta tesis, (Anexo 1) muestran que el estrato de aluvión en estado suelto, que se ha mencionado en capítulos anteriores, seguramente era un río que quedó atrapado por algún fenómeno geológico, posiblemente una serie de grandes erupciones.

Este supuesto cauce enterrado corre por debajo del edificio abarcando aproximadamente la mitad de la planta del mismo (Fig.5A). Por esta razón, la ampliación de la cimentación se sugiere sólo en dos de sus lados. Esta solución considera la construcción de 10 pilas de cimentación de 1.2 m de diámetro ligadas entre sí y a la cimentación original mediante contratrabes. Las pilas deben estar desplantadas a los 20 m, que es la profundidad a la que se encuentra nuevamente una toba cuya compacidad relativa, según los estudios geotécnicos realizados va de firme a muy firme.



El número de pilas que se deben construir en la ampliación de la cimentación debe ser tal que sustituya a las pilas que están desplantadas sobre el estrato de aluvión en estado suelto.

El edificio, como se mencionó anteriormente está cimentado con 20 pilas de cimentación, así que, debido a que el posible cauce enterrado afecta a la mitad del edificio, la ampliación debe tener 10 pilas.



P L A N T A

FIG. No. 5A

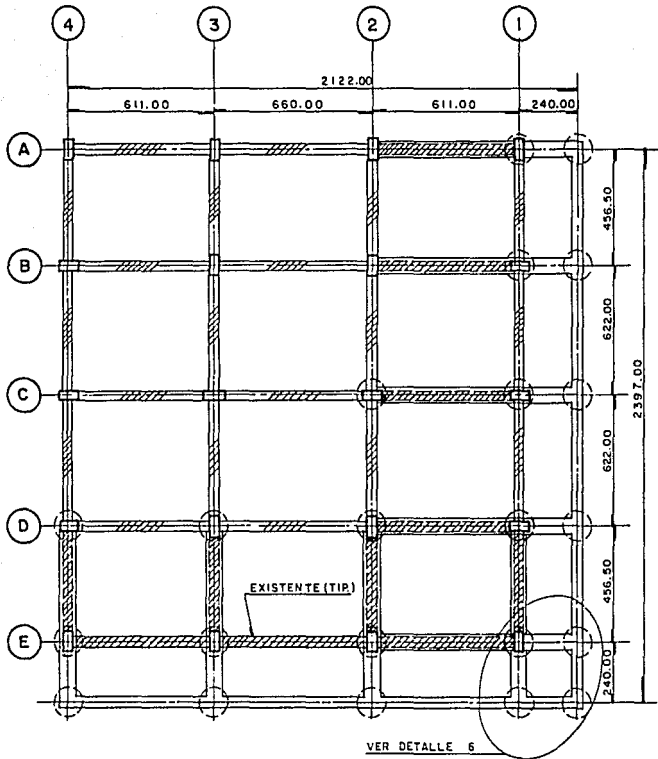
AREA TOBA DE ORIGEN VOLCANICO (CONSISTENCIA FIRME) _____ 
AREA DEPOSITO DE ALUVION (EN ESTADO SUELTO) _____ 

La distancia entre pilas debe ser cuando menos de un diámetro de las mismas y tomando en cuenta que el edificio no tiene colindancias el ancho de la ampliación será de 2.5m dispuestos como se muestra en la figura 6.

El principal problema que presenta esta solución es el de transmitir las cargas correspondientes a las pilas existentes apoyadas sobre el estrato en estado suelto, a las nuevas pilas que constituyen la ampliación.

Para resolver este problema se debe asegurar que las contratrabes originales y las de la ampliación funcionen estructuralmente como un solo elemento. Por lo que deberá aumentarse la sección de las contratrabes que transmitirán las cargas, prolongándolas hasta las nuevas pilas de la ampliación. Con esto se rigidiza aproximadamente la mitad de la cimentación original, ligándose a la ampliación y transmitiéndole las cargas correspondientes a las pilas mal cimentadas. En la figura 5 se puede observar la forma en que se liga la ampliación de contratrabes a la nueva cimentación.

En la figura 7 se muestra un detalle del armado de las contratrabes que se ampliarán así como de la contratrabe perimetral de la ampliación. La figura 6A muestra un detalle del armado de las pilas.



PLANTA

FIG. 5 AMPLIACION DE LA CIMENTACION

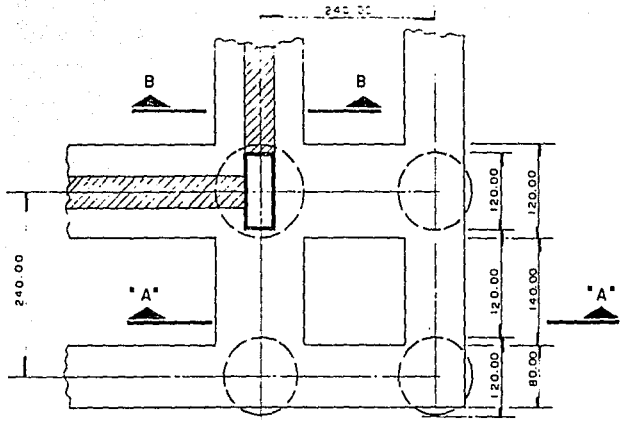
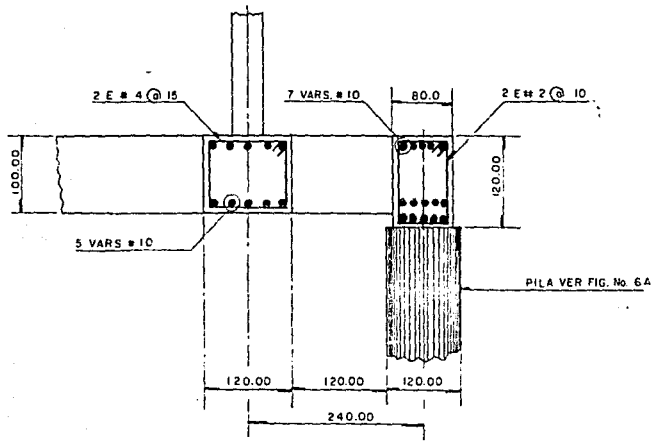


FIG. 6 DISPOSICION DE LA AMPLIACION DE LA CIMENTACION



PILA VER FIG. No. 6A

CORTE "A-A"

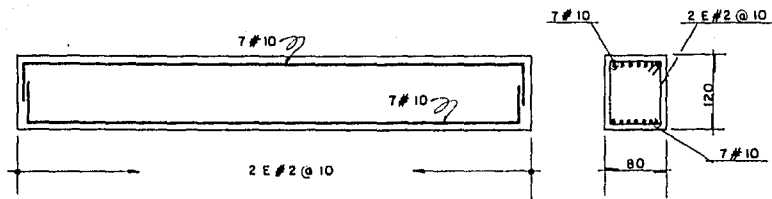
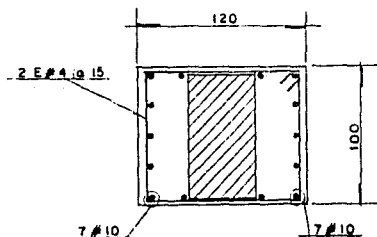
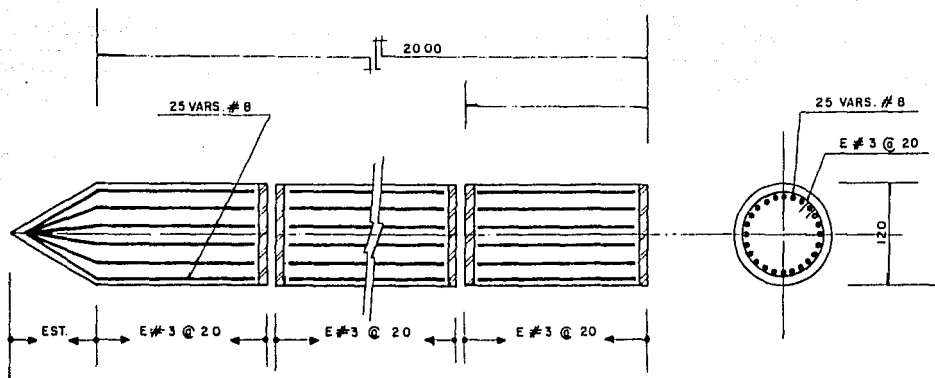


FIG. No. 7 TRABES DE AMPLIACION DE LA CIMENTACION



CORTE "B-B"



NUEVA PILA PARA AMPLIACION DE CIMENTACION

FIG. No. 6 A

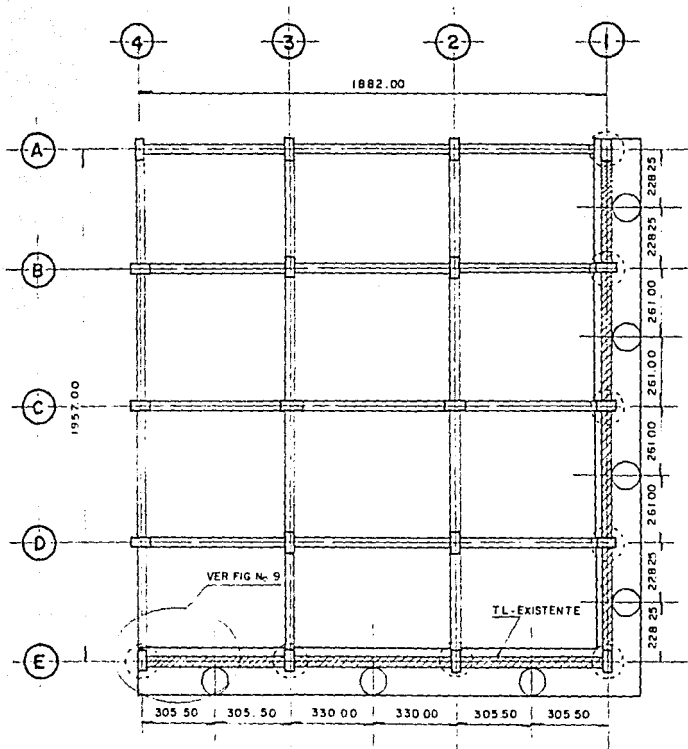
3) Rigidización de Contratraves:

Esta solución es muy parecida a la anterior, la diferencia radica en que en esta solución se rigidizarán solamente las contratraves perimetrales.

Se propone-hincar pilas de 1.0 m de diámetro, hasta los 20 m de profundidad (toba firme), localizadas al paño de las contratraves perimetrales. Se construirá una pila adicional intermedia a las existentes en los dos lados afectados, colando así 7 pilas adicionales. Con estas dimensiones y está localización se cumple con la distancia mínima entre pilas, que sería de un diámetro o 1.2 m en este caso (Fig.8).

El acero de las contratraves perimetrales existentes deberá ser descubierto, para que se puedan aumentar la sección de éstas. Una vez descubierto el acero, se colocará un armado longitudinal adicional a ambos lados de las contratraves, así como los estribos correspondientes.

Finalmente se colarán monolíticamente utilizando algún aditivo expansor, las contratraves ensanchadas y la última sección de las pilas, rigidizando así la cimentación y asegurando que la carga se transmitirá también a las nuevas pilas correctamente desplantadas (Fig.9).



PLANTA

FIG. N. 8 RIGIDIZACION DE CONTRATRABES

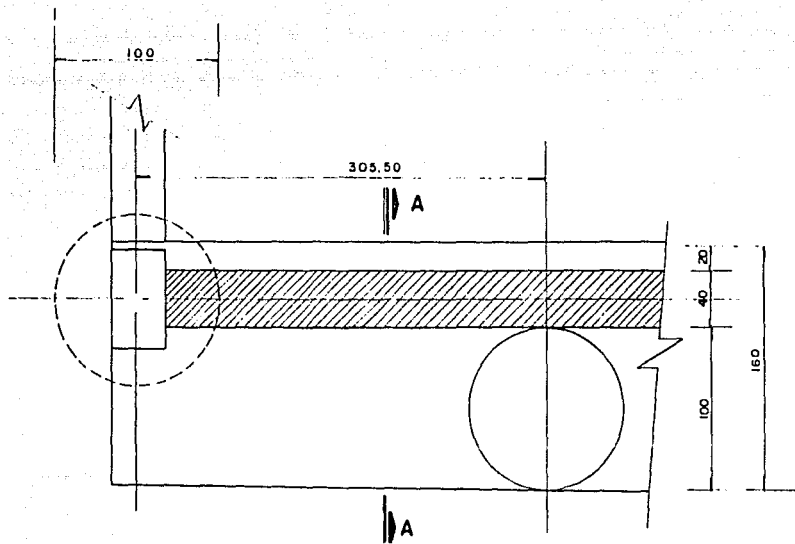
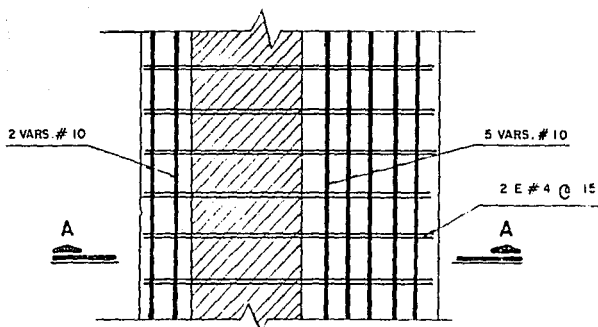


FIG. No. 8 DETALLE



PLANTA

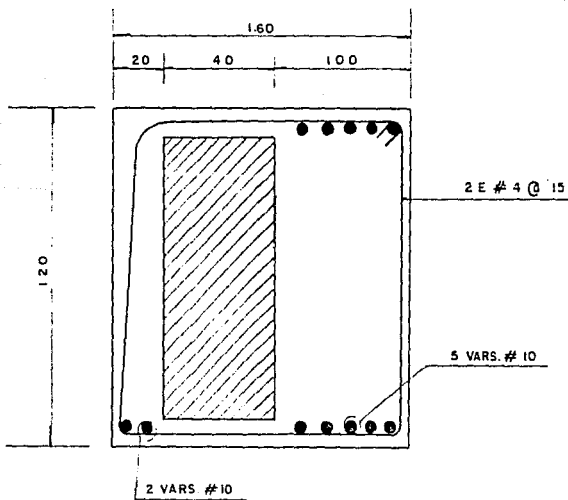
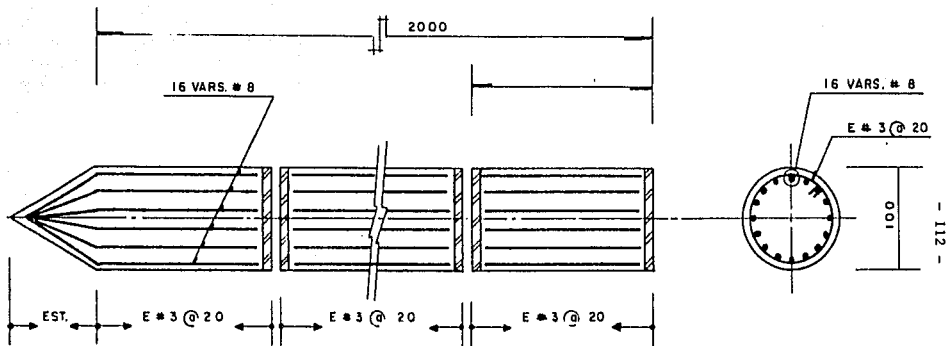


FIG.No.9 CORTE A-A



NUEVA PILA PARA RIGIDIZACION DE CONTRATRABE

4) Otras Alternativas:

Las alternativas expuestas anteriormente se consideraron las más adecuadas y serán las que se analizarán económicamente en el siguiente capítulo. Sin embargo, se comentarán otras alternativas interesantes que surgieron como posibles soluciones a medida que se desarrollo este trabajo.

En muchos casos, con el fin de mejorar las propiedades del subsuelo, se ha optado por inyectar a éste, sustancias como resinas o simplemente mortero de cemento. Esta posibilidad se contempló como solución al problema de la cimentación expuesto.

Como ya se ha mencionado existe un posible cauce enterrado sobre el que está desplantada la mitad de la cimentación del edificio en estudio. Este cauce se manifiesta como un estrato de aluvión en estado suelto cuya capacidad de carga es muy reducida, así que, si se le inyectara algún cementante como, por ejemplo, mortero de cemento, se lograría confinar el aluvión, de forma tal, que la capacidad de carga de éste fuera más que suficiente para soportar el edificio.

El hecho de que existen cavernas grandes, oquedades y grietas naturales en la zona del poniente de la Ciudad de México, nos hizo descartar esta solución, ya que no podíamos garantizar que el mortero inyectado al estrato de aluvión suelto no se encontrara con alguna de estas imperfecciones del subsuelo, fluyendo por éstas, en vez de impregnar al estrato.

La única forma en la que pudiésemos haber optado por esta solución, sería la de realizar un sin número de pruebas al terreno para garantizar así una correcta inyección. Esto además de ser muy tardado es muy costoso e impráctico, ya que la mayoría de las pruebas (penetraciones aleatorias) se tendrían que realizar sobre toda el área del edificio.

Otra posible solución sería la de profundizar cada una de las 10 pilas que están apoyadas sobre el estrato de aluvión suelto, llevándolas hasta los 20 m para que de esta forma se desplanten sobre una toba firme.

Esta solución es muy costosa, además de representar alto riesgo para el edificio, ya que se tendrían que hacer excavaciones profundas debajo de cada pila, atentando contra la estabilidad de la cimentación. Esto implicaría el tener que apuntalar totalmente el edificio, sin tener la absoluta garantía de su estabilidad.

Existe la posibilidad de aliviar a la cimentación demoliendo uno o dos entresijos, de esta manera se reduciría el peso inducido al suelo. Esta alternativa no ataca directamente al problema (estrato de aluvión suelto), sin embargo, es posible que esto asegurase la estabilidad del edificio.

Esta alternativa, sería de difícil aceptación, por implicar que ciertos locatarios quedaría sin vivienda.

Existen tantas alternativas de solución como imaginación se tenga. Sin embargo algunas de éstas o no son costeables o el margen de seguridad que le brindan a la estructura es muy bajo.

CAPITULO VI.

ANALISIS ECONOMICO DE LAS SOLUCIONES

Para poder evaluar económicamente las tres alternativas de recimentación planteadas en el capítulo anterior, se efectuó un análisis estructural somero con el único propósito de dimensionar las soluciones para así poderlas cuantificar. Las dimensiones propuestas así como el armado de éstas se deben de afinar para fines estructurales.

El detalle de las dimensiones y el armado de las tres alternativas de recimentación se observan claramente en las figuras del capítulo anterior.

El catálogo de conceptos de las tres alternativas está desglosado en las siguientes actividades:

1) Recimentación a base de dados

- I. Preliminares**
- II. Pilotes**
- III. Contratraves**

2) Ampliación de la Cimentación

- I. Pilas**
- II. Contratraves de Pilas**
- III. Ampliación de Contratraves**

3) Rigidización de Contratraves

- I. Pilas**
- II. Contratraves de Pilas**

**** CATALOGO DE CONCEPTOS PARA RECIMENTACION DE EDIFICIO. ****
- RECIMENTACION DE DADOS -

ALTERNATIVA No.1

CVE.	CONCEPTO	UNID.	CANTIDAD	PUNITARIO	IMPORTE
I PRELIMINARES					
01.	TRAZO Y NIVELACION MANUAL DEL TERRENO.	M2	268.00	1,206	323,208
02.	DEMOLICION CON HERRAMIENTA MANUAL DE FIRME DE CONCRETO 10 CM. DE ESP. ARMADO.	M3	12.16	27,026	328,636
03.	EXCAVACION MANUAL DE CEPAS MATERIAL TIPO II. DE 0.00 A 2.00 MTS. DE PROFUNDIDAD.	M3	121.60	21,490	2,613,184
04.	ACARREO EN CARRETIJA DE MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION Y DEMOLICIONES. INCLUYE CARGA Y DESCARGA MEDIDO EN BANCO (1a. EST. A 20 MTS)	M3	79.36	11,571	918,275
05.	CARGA MANUAL Y ACARREO EN CAMION DE MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION Y DEMOLICION A 1 KM.	M3	79.36	23,731	1,883,292
06.	CARGA MANUAL DE MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION Y DEMOLICION A KM. SUBSECUENTES.	M3/KM	1,587.20	1,074	1,704,653
II PILOTES					
01.	PILOTE PRECOLADO DE SECCION 50x50 ARMADO CON 4 VS. No 8 Y E. #3 @ 20 CM. INCLUYE: CIMBRA, CONCRETO FC= 250 KG/CM2 Y ACERO DE REFUERZO.	PZA	560.00	302,794	169,564,640
02.	FABRICACION DE PLACAS PARA UNION DE PILOTES DE SECCION 50x50 INCLUYENDO ANCLAS UNIDAS A TOPE.	PZA	1,080.00	141,700	153,036,000
03.	ACARREO DE PILOTES DE CONCRETO DE 50x50x1.50 MTS. DE LA PLATAFORMA DE COLADO AL LUGAR DE HINCADO.	TON	504.00	25,000	12,600,000
04.	PERFORACION PREVIA PARA HINCADO DE PILOTES DE CONCRETO DE 0.50x0.50 CM DIAM. 40 CM. DE 0.00 A 20 MTS. PROF. INCLUYE: CARGA, DESCARGA, TRANSPORTE, INSTALACION, DESMONTAMIENTO DE MAQUINARIA Y TIEMPOS MUERTOS.	ML	800.00	85,683	68,546,400
05.	HINCADO DE PILOTES DE CONCRETO DE 50x50 DE SECCION HASTA UNA PROFUNDIDAD DE 20 METROS INCLUYE: CARGA, INSTALACION, DESMONTAMIENTO DE MAQUINARIA Y TIEMPOS MUERTOS.	PZA	560.00	59,124	33,109,440
06.	SOLDADURA EN PLACAS PARA UNION DE				

	PILOTES UTILIZANDO ELECTRODOS TIPO E-6010	JUNTA	440.00	23,400	10,296,000
07	DEMOLICION DE CABEZAL DE PILOTE DE CONCRETO DE 50x50. INCLUYE: ELIMINACION DE PLACA FINAL Y YESTRIBOS ASI COMO LIMPIEZA Y DOBLADO DE VARILLAS	PZA	40.00	6,122	244,880

III. CONTRATRADES

01.	DEMOLICION DE CONCRETO EN CONTRATRADES EXISTENTES POR MEDIOS MANUALES INCLUYE: LIMPIEZA DE LA VARILLA EXPUESTA.	M3	6.4	30,611	195,910
02.	PLANTILLA DE CONCRETO DE FC = 100 KG/CM2 DE 10 CM. DE ESP.	M2	121.6	24,474	2,976,038
03.	SUMINISTRO, HABILITADO Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO FY = 4000 KG/CM2 DEL No.8 INCLUYE: GANCHOS, TRASLAPES Y ALAMBRE P/AMARRE.	TON	3.37	2,475,120	8,341,154
04.	SUMINISTRO, HABILITADO Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO FY = 4000 KG/CM2 DEL No.4 INCLUYE: GANCHOS, TRASLAPES Y ALAMBRE P/AMARRE.	TON	1.91	2,710,176	5,181,857
05.	VARILLAS DE ANCLAJE (1" DIAM) SOLDADAS EN CABEZAS DE PILOTES. INCLUYE: CORTE Y BICELADO. UTILIZANDO ELECTRODO TIPO E-6010	NODO	10.00	832,000	8,320,000
06.	CIMBRA Y DESCIMBRA EN CONTRATRADES ACABADO COMUN.	M2	211.20	41,475	8,759,520
07.	ELABORACION Y VACIADO DE CONCRETO FREMEZCLADO FC = 250 KG/CM2 EN CONTRATRADE. INCLUYE APLICACION DE ADHESIVO EXPANSOR, VIBRADO Y CURADO.	M3	48.80	295,211	14,406,297
08.	RELLENO DE CEPAS CON MATERIAL PRODUCTO DE LA EXCAVACION.	M3	60.80	9,996	607,757
09.	ELABORACION Y VACIADO DE CONCRETO HECHO EN OBRA FC = 150 KG/CM2 PARA FIRME DE 10 CM. DE ESP. INCLUYE VIBRADO Y ACABADO PULIDO.	M2	121.60	35,363	4,300,141

508 257,282

**** CATALOGO DE CONCEPTOS PARA RECIMENTACION DE EDIFICIO. ****
- AMPLIACION DE CIMENTACION -

ALTERNATIVA No 2

CVE	CONCEPTO	UNID.	CANTIDAD	PUNITARIO	IMPORTE
-----	----------	-------	----------	-----------	---------

I. PILAS

01.	TRAZO Y NIVELACION MANUAL DEL TERRENO.	M2	319.00	1,206	384,714
02.	PERFORACION PREVIA PARA DESPLANTE DE PILAS DE 1.00 A 1.20 DE DIAM. x 20.00 MTS DE PROFUNDIDAD.	ML	200.00	77,469	15,493,800
03.	SUMINISTRO DE ADEME METALICO DE DE 1.00 A 1.20 MTS. DIAM. x 2.00 MT DE LONGITUD SIN RECUPERACION.	PZA	100.00	2,284,346	228,434,600
04.	HINCADO DE ADEME METALICO DE 1.20 M DE DIAMETRO EN SECCION DE 2.00 MTS DE LONG. POR MEDIOS METALICOS.	PZA	100.00	106,111	10,611,100
05.	EXTRACCION DE MATERIAL PRODUCTO DEL HINCADO DEL ADEME METALICO POR MEDIOS MECANICOS.	M3	226.00	70,220	15,869,720
06.	ACARREO EN CARRETILLA DE MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION Y DEMOLICIONES. INCLUYE CARGA Y DESCARGA MEDIDO EN BANCO (1a. EST. A 20 MTS)	M3	226.00	11,571	2,615,046
07.	CARGA MANUAL Y ACARREO EN CAMION DE MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION Y DEMOLICION A 1 KM.	M3	226.00	23,731	5,363,206
08.	CARGA MANUAL DE MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION Y DEMOLICION A KM. SUBSECUENTES.	M3/KM	4,520.00	1,074	4,854,480
09.	SUMINISTRO HABILITADO Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO FY=4000 KG/CM DEL No.8 PARA PILAS. INCLUYE: GANCHOS, TRASLAPES, DESPERDICIOS, Y ALAMBRE PARA AMARRE.	TON	20.90	2,654,790	55,485,111
10.	SUMINISTRO HABILITADO Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO FY=4000 KG/CM DEL No.3 PARA PILAS. INCLUYE: GANCHOS, TRASLAPES, DESPERDICIOS, Y ALAMBRE PARA AMARRE.	TON	1.9216	2,852,084	5,480,565
11.	ELABORACION Y VACIADO DE CONCRETO PREMEZCLADO FC=250 KG/CM2 EN PILAS DE 0.00 A 20.00 MTS. DE PROFUNDIDAD INCLUYE VIBRADO.	M3	226.00	320,163	72,556,838

III. CONTRATARES DE PILA

01.	EXCAVACION MANUAL EN CEPAS MATERIAL TIPO II DE 0.00 A 2.00 MTS. DE PROFUNDIDAD.	M3	122.88	21,490	2,640,691
-----	---	----	--------	--------	-----------

02	ACARREO EN CARRETILLA DE MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION Y DEMOLICIONES. INCLUYE CARGA Y DESCARGA MEDIDO EN BANCO (1a. EST. A 20 MTS)	M3	122.88	11,571	1,421,844
03	CARGA MANUAL Y ACARREO EN CAMION DE MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION A PRIMER KM.	M3	122.88	23,731	2,916,065
04	CARGA MANUAL Y ACARREO EN CAMION DE MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION A KM. SUBSECUENTES.	M3/KM	2,457.60	1,074	2,639,462
05	ELABORACION Y VACIADO DE CONCRETO HECHO EN OBRA F'c=100 KG/CM2 PARA PLANTILLA DE 10 CM. DE ESP.	M2	96.00	24,474	2,349,504
06	SUMINISTRO HABILITADO Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO F'Y=4000 KG/CM DEL No.10 PARA PILAS. INCLUYE: GANCHOS, TRASLAPES, DESPERDICIOS, Y ALAMBRE PARA AMARRE.	TON	6.81	2,636,820	17,956,744
07	SUMINISTRO HABILITADO Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO F'Y=4000 KG/CM DEL No.2 PARA PILAS. INCLUYE: GANCHOS, TRASLAPES, DESPERDICIOS, Y ALAMBRE PARA AMARRE.	TON	1.00	4,320,126	4,320,126
08	CIMBRA Y DESCIMBRA EN CONTRATRADES ACABADO COMUN.	M2	148.00	41,475	6,138,300
09	ELABORACION Y VACIADO DE CONCRETO PREMEZCLADO F'c=250 KG/CM2 INCLUYE VIBRADO.	M3	61.50	295,211	18,155,477

III. AMPLIACION DE CONTRATRADES

01	DEMOLICION DE FIRME DE CONCRETO DE 10 CM. DE ESP. CON HERRAMIENTA MANUAL.	M3	17.60	27,026	475,658
02	EXCAVACION MANUAL DE CEPAS EN MATERIAL TIPO II DE 0.00 A 2.00 DE PROFUNDIDAD.	M3	213.20	21,490	4,581,668
03	ACARREO EN CARRETILLA DE MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION Y DEMOLICIONES. INCLUYE CARGA Y DESCARGA MEDIDO EN BANCO (1a. EST. A 20 MTS)	M3	91.24	11,571	1,055,738
04	CARGA MANUAL Y ACARREO EN CAMION DE MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION Y DEMOLICION A 1 KM.	M3	91.24	23,731	2,165,216
05	CARGA MANUAL DE MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION Y DEMOLICION A KM. SUBSECUENTES.	M3	1,824.80	1,074	1,959,835
06	DEMOLICION DE CONCRETO EN CONTRATRADES EXISTENTES POR MEDIOS MANUALES. INCLUYE: LIMPIEZA DE LA VARILLA EXPUESTA.	M3	12.70	30,611	388,760
07	SUMINISTRO HABILITADO Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO F'Y=4000 KG/CM				

	DEL No.10 PARA FILAS. INCLUYE: GANCHOS, TRASLAPES, DESPERDICIOS, Y ALAMBRE PARA AMARRE.	TON	9.65	2,636,820	25,445,313
08	SUMINISTRO HABILITADO Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO F'Y=4000 KG/CM DEL No.2 PARA FILAS. INCLUYE: GANCHOS, TRASLAPES, DESPERDICIOS, Y ALAMBRE PARA AMARRE.	TON	2.21	4,320,126	9,547,478
09	CIMBRA Y DESCIMBRA EN CONTRATRADES ACABADO COMUN.	M2	253.15	41,475	10,499,396
10	ELABORACION Y VACIADO DE CONCRETO FREMEZCLADO FC=250 KG/CM2 INCLUYE APLICACION DE ADHESIVO EXPANSOR, VIBRADO Y CURADO.	M3	78.54	295,211	23,185,872
11	RELLENO DE CEPAS CON MATERIAL PRODUCTO DE LA EXCAVACION COMPACTADO 95 % PROCTOR.	M3	134.73	9,996	1,346,761
12	ELABORACION Y VACIADO DE CONCRETO HECHO EN OBRA FC=100 KG/CM2 PARA FIRME DE 10 CM. DE ESP. INCLUYE VIBRADO Y ACABADO PULIDO.	M2	176.00	35,363	6,223,888

62,562,477

**** CATALOGO DE CONCEPTOS PARA RECIMENTACION DE EDIFICIO. ****
- RIGIDIZACION DE CONTRAABRES -

ALTERNATIVA No.3

CVE	CONCEPTO	UNID.	CANTIDAD	PUNITARIO	IMPORTE
-----	----------	-------	----------	-----------	---------

I. PILAS

01	TRAZO Y NIVELACION MANUAL DEL TERRENO.	M2	190.00	1,206	229,140
02	PERFORACION PREVIA PARA DESPLANTE DE PILAS DE 1.00 A 1.30 DE DIAM. x 20.00 MTS DE PROFUNDIDAD.	ML	140.00	77,469	10,845,660
03	SUMINISTRO DE ADEME METALICO DE DE 1.00 A 1.30 MTS. DIAM. x 2.00 MT DE LONGITUD SIN RECUPERACION.	PZA	70.00	2,284,246	159,897,220
04	HINCADO DE ADEME METALICO DE 1.00 M DE DIAM. EN SECCION DE 2.00 MTS. DE LONGITUD POR MEDIOS MECANICOS.	PZA	70.00	106,111	7,427,770
05	EXTRACCION DE MATERIAL PRODUCTO DEL HINCADO DE ADEME METALICO, POR MEDIOS METALICOS.	M3	109.90	70,220	7,717,178
06	ACARREO EN CARRETILLA DE MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION Y DEMOLICIONES. INCLUYE CARGA Y DESCARGA MEDIDO EN BANCO (la. EST. A 20 MTS)	M3	109.90	11,571	1,271,653
07	CARGA MANUAL Y ACARREO EN CAMION DE MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION Y DEMOLICION A 1 KM.	M3	109.90	23,731	2,608,037
08	CARGA MANUAL DE MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION Y DEMOLICION A KM. SUBSECUENTES.	M3	2,198.00	1,074	2,360,652
09	SUMINISTRO HABILITADO Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO F'Y = 4000 KG/CM DEL No.8 PARA PILAS. INCLUYE: GANCHOS, TRASLAPES, DESPERDICIOS, Y ALAMBRE PARA AMARRE.	TON	9.40	2,654,790	24,955,026
10	SUMINISTRO HABILITADO Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO F'Y = 4000 KG/CM DEL No.3 PARA PILAS. INCLUYE: GANCHOS, TRASLAPES, DESPERDICIOS, Y ALAMBRE PARA AMARRE.	TON	1.30	2,852,084	3,707,709
11	ELABORACION Y VACIADO DE CONCRETO PREMEZCLADO F'c = 250 KG/CM2 EN PILAS DE HASTA 20.00 MTS. DE PROFUNDIDAD INCLUYE VIBRADO.	M3	110.00	320,163	35,217,930

II. CONTRAABRES DE PILAS

01	DEMOLICION CON HERRAMIENTA MANUAL DE FIRME DE CONCRETO DE 10 CMS. DE ESPESOR.	M3	9.75	27,026	263,504
----	---	----	------	--------	---------

02	EXCAVACION MANUAL EN CEPAS.MATERIAL TIPO II DE 0.00 A 2.00 MTS. DE PROF.	M3	127.00	21,490	2,729,230
03	ACARREO EN CARRETILLA DE MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION Y DEMOLICIONES. INCLUYE CARGA Y DESCARGA MEDIDO EN BANCO (1a. EST. A 20 MTS)	M3	64.00	11,571	740,544
04	CARGA MANUAL Y ACARREO EN CAMION DE MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION Y DEMOLICION A 1 KM.	M3	34.00	23,731	806,854
05	CARGA MANUAL DE MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION Y DEMOLICION A KM. SUBSECUENTES.	M3	1,280.00	1,074	1,374,720
06	DEMOLICION DE CONCRETO EN CONTRATRAS EXISTENTES POR MEDIOS MANUALES. INCLUYE LIMPIEZA DE LA VARILLA EXPUESTA.	M3	4.70	30,611	143,872
07	PLANTILLA DE CONCRETO DE F'c=100 KG DE 10 CM. DE ESP. HECHO EN OBRA.	M2	70.20	24,474	1,718,075
08	SUMINISTRO, HABILITADO Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO F'Y=4000 KG/CM DEL No.10 PARA PILAS. INCLUYE GANCHOS, TRASLAPES, DESPERDICIOS, Y ALAMBRE PARA AMARRE.	TON	1.80	2,636,820	4,746,276
09	SUMINISTRO, HABILITADO Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO F'Y=4000 KG/CM DEL No.4 PARA PILAS. INCLUYE GANCHOS, TRASLAPES, DESPERDICIOS, Y ALAMBRE PARA AMARRE.	TON	2.84	4,320,126	12,269,158
10	CIMBRA Y DESCIMBRA EN CONTRATRADES ACABADO COMUN.	M2	93.60	41,475	3,882,060
11	ELABORACION Y VACIADO DE CONCRETO PREMEZCLADO F'c=250 KG/CM2 EN CONTRATRADES. INCLUYE APLICACION DE ADHESIVO EXPANSOR, VIBRADO Y CURADO	M3	59.30	295,211	17,506,012
12	RELLENO DE CEPAS CON MATERIAL PRODUCTO DE LA EXCAVACION COMPACTADO 95 % PROCTOR.	M3	67.70	9,996	676,729
13	ELABORACION Y VACIADO DE CONCRETO PREMEZCLADO F'c=150 KG/CM2 PARA FIRME DE 10 CM. DE ESPESOR. INCLUYE VIBRADO Y ACABADO PULIDO.	M2	97.50	35,363	3,447,893

306,542,901

CUADRO ECONOMICO COMPARATIVO

Alternativa de Solución	Costo de Recimentación
Ampliación de la Cimentación	562,362,977
Recimentación por Dados	508,257,282
Rigidización de Contratabes	306,542,901

CONCLUSIONES

Dentro de la ingeniería civil, uno de los factores principales, sino es que el más importante, para un correcto planteamiento de alternativas de solución de cualquier tipo de problema es el diagnóstico del mismo.

La etapa de diagnóstico es sumamente relevante para la toma de decisiones dentro de cualquier proceso. De esta fase dependerá que la posible solución tomada tenga éxito o fracase.

El ingeniero en su afán de encontrar rápida solución al problema que se le presenta no debe, en ningún momento, olvidar la importancia tanto cuantitativa como cualitativa del diagnóstico.

Para dictaminar correctamente el estado real de una obra civil aparentemente dañada, se deberá diseñar una serie de muestreos y pruebas tanto in situ como en laboratorio para que las conclusiones a las que se lleguen sean reflejo fiel del o los problemas reales existentes.

Muchas veces los estudios realizados para la determinación del estado de una estructura son sumamente extensos y costosos, por lo que una correcta planeación de estos es indispensable.

Se deben diseñar los tipos de pruebas que se van a realizar, los tipos de muestras que se van a tomar y la forma en que se extraerán, el número de secciones en el que se dividirá la zona de estudio, las profundidades a las que se realizarán sondeos en caso de que se efectúen, etc.

Aún cuando se realice una buena planeación y se diseñe correctamente la forma de llevar a cabo las pruebas el llegar a un diagnóstico real no siempre es fácil, como sucedió en el caso de este trabajo.

El diagnóstico del edificio analizado no se pudo culminar hasta que se realizó una segunda exploración del inmueble, teniendo que prolongar la perforación del pozo a cielo abierto hasta los 14 metros.

El resultado del diagnóstico realizado fue que la estructura se encontraba mal cimentada. La mitad de las pilas que la sustentan se encuentran apoyadas en un estrato de aluvión suelto, producto remanente de un posible cauce enterrado, cuya capacidad de carga se encuentra muy por debajo de la necesaria para satisfacer los requerimientos del proyecto original.

Del diagnóstico realizado también se pudo afirmar que las cavernas y oquedades existentes no son resultado de la explotación de minas para la extracción de materiales constructivos, sino producto natural de los depósitos pumfíticos existentes en la zona.

Una vez establecido el diagnóstico del problema existente, se pudo generar un abanico de posibles soluciones, analizando finalmente tres como las más viables:

- Recimentación por Dados.
- Ampliación de la Cimentación.
- Rigidización de Contratraves.

Cuando se planea realizar la reparación de algún edificio, no se debe olvidar que una vez reparado, nunca será tan seguro como si se erigiera otro nuevo en su lugar. Es por esto que el costo de la reparación del inmueble se debe de comparar con el costo de sustitución del mismo, incluyendo en éste último los costos por demolición.

Se considera conveniente la reparación del inmueble en el caso de que el costo de éste fluctúe por debajo del 20% del costo de sustitución. Por lo regular si el costo de la reparación es mayor se opta por la demolición.

El costo aproximado de sustitución del edificio cuya cimentación se revisó en esta tesis, es aproximadamente de un millón de dólares (treientos mil millones de pesos) y la solución más costosa es la ampliación de la cimentación con un monto total de 562 millones de pesos. Así que el costo de las tres alternativas propuestas está por debajo del 20% del valor de sustitución del edificio por lo que la recimentación de éste, sí es factible económicamente hablando.

De las tres alternativas evaluadas, la solución más segura es la recimentación por dados ya que es ésta la única que ataca a cada una de las 10 pilas mal cimentadas, a diferencia de las otras dos opciones que rigidizan dos frentes de la cimentación.

La rigidización por contratraves es la más económica de las tres soluciones.

Es aquí cuando el ingeniero debe resolver el conflicto que por lo regular se presenta entre el factor económico y la seguridad estructural. Es labor del ingeniero solucionar problemas optimizando recursos y tiempo pero siempre pensando en un bien social. Por esta razón se recomienda la recimentación por dados, que aunque no es la más económica es la que proporciona una mayor seguridad a la estructura.

El inmueble estudiado en este trabajo, es un condominio habitacional vertical que se encuentra habitado. La vivienda en nuestro país, representa una de las demandas sociales más sentidas. Su problemática es sin duda un asunto complejo y de carácter estructural, que continuará siendo atendido bajo la dirección de la acción gubernamental, en un esquema de corresponsabilidad y participación comunitaria, en la que el ingeniero civil desempeña un papel vital.

El ingeniero mexicano debe estar capacitado y preparado para enfrentar nuevos retos, las necesidades de vivienda para la próxima década alcanzan cifras impresionantes.

La solución a este problema no es solo la construcción de nuevos inmuebles, sino la restauración y mejoramiento de los ya existentes para que estos puedan proporcionar un techo digno para el desarrollo de la familia, núcleo esencial de la sociedad. Esto queda claramente marcado en el Programa Nacional de la Vivienda 1990-1994 de la presente administración, donde en su estrategia general plantea a fin de estar en condiciones de utilizar plenamente la infraestructura y el equipamiento urbano existentes, el promover la rehabilitación de edificios para vivienda en las ciudades.

Debemos entonces, hacer conciencia de la importancia del diagnóstico de problemas en los que la participación del ingeniero coadyuve al mejoramiento social y económico nacional.

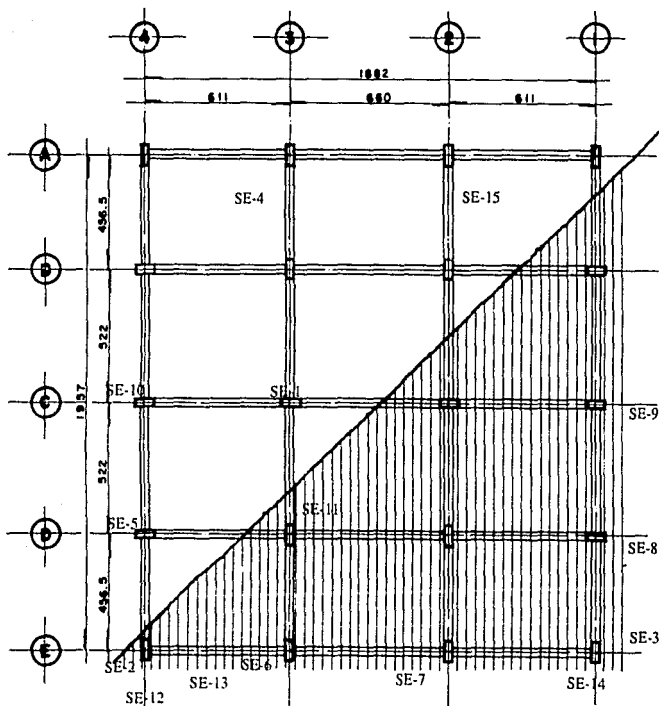
Actualmente el conocimiento para el ingeniero mexicano, en cuanto a diagnóstico se refiere, además de ser una necesidad imperiosa es una obligación de ética profesional.

APENDICE 1: SONDEOS EXPLORATORIOS REALIZADOS

No.Sondeo	Profundidad	Descripción	Observaciones
1	1	Relleno	Limo arenoso comp. c
"	2-9	Limo duro,arena	Toba Limosa
"	10-14	Areba lim grava	Toba Firme
2	1	Relleno	Limo c/arena firme
"	2-9	Limo duro,arena	Toba Limosa
"	10	Grieta	Grieta
"	11	Arena lim. gris	Estrato suelto
"	12-14	arena lim grava	Toba Limosa
"	15	Grieta	Estrato suelto
3	1	Relleno	Limo arena gravas
"	1-5	Limo duro,arena	Grieta
"	6-7	Grieta	Grieta
"	7-8	limo,arena grav	Estrato suelto
"	8-9	Grieta	Grieta
"	10-15	Arena,limo grav	Est. suelto grietas
4	1	Relleno	Arena,grava,raíces
"	2-10	Arena,lim,grav	Toba Limosa
"	10-15	Arena muy comp.	Toba firme.
5	2	Relleno	Limo,arena,raíces
"	3-10	Limo y arena	Toba firme
"	10-12	Concreto	Concreto
"	12-16	Limo y arena	Poco compacto
6	1	Relleno	Limo arena grava
"	2-15	arena,limo,grav	Estrato suelto
7	2	Relleno	Limo,arena,raíces
"	3-16	Limo,arena	Estrato suelto
8	2	Relleno	Limo,arena raíces
"	3-10	Limo y arena	compacto
"	11-16	Arena,poco lim	Estrato suelto
9	2	Relleno	Limo,arena raíces
"	3-16	Limo y arena	Estrato suelto
10	2	Relleno	Limo,arena raíces
"	2-11	Limo arena comp.	Toba firme
"	12	concreto	Presencia de grietas
"	13-16	Limo arena comp.	Toba firme
11	1	Relleno	Lim,arena cascajo
"	2-4	Are-lim-arci	Toba arcillosa comp.
"	4-16	Lim-are duro	Toba limosa comp.

APENDICE 1: SONDEOS EXPLORATORIOS REALIZADOS

No.Sondeo	Profundidad	Descripción	Observaciones
12	1	Relleno	Limo arena raíces
"	2-6	Limo duro,arena	Toba Limosa
"	7-10	Arena lim grava	Toba Limosa
"	12-18	Arena lim grava	muy compacta
"	19-20	Grieta	Grieta,mat suelto
"	21-24	Artena lim grava	Estrato suelto
13	1	Relleno	Limo arena cascajo
"	2-4	Limo,arena duro	Toba Limosa
"	5-8	Are-lim-arci	Toba Arcillosa
"	9-10	Relleno suelto	Grieta
"	11-16	Arena lim arci	Mat. relleno
"	17-20	Limo arcilloso	Toba arcillosa
"	21-26	Arena limosa	Toba limosa
14	1	Relleno	Limo arena cascajo
"	2-5	Limo duro,arena	Toba limosa
"	6-9	Arena limosa	Toba limosa
"	10-17	Gravas mal grad	Estrato suelto
"	18-24	Arena limosa	Toba limosa
"	24-26	Arena pumítica g	Est. suelto
15	1	Relleno	Arena,grava,raíces
"	2-10	Arena,lim,grav	Toba Limosa
"	10-22	Arena muy comp.	Toba firme.



PLANTA

Apendice 1

AREA TOBA DE ORIGEN VOLCANICO (CONSISTENCIA FIRME)

AREA DEPOSITO DE ALUVION (EN ESTADO SUELTO)



BIBLIOGRAFIA:

1. Estudio de Mecánica de Suelos Realizado a un Edificio al Poniente de la Ciudad de México.
M. en Ing. Agustín Deméneghi e Ing. Hector Sanginés.
2. Manual de Diseño de Obras Civiles, Geología.
(CFE) México 1979.
3. Bearing Capacity of Soils.
U.S. Army Engineer Manual Em 1110-2.19.3
Houston, Tx., 1958.
4. Exploración y Muestreo de Suelos para Proyectos de Cimentaciones.
Petróleos Mexicanos.
México 1975.
5. Standard Method for Penetration Test and Split-barrel Sampling of Soils.
ASTM, Designation. D1586-67.
Dallas, Tx.
Normas 1977.
6. Simposio de Zonas Minadas 1976.
7. Filosofía de Cimentaciones Profundas.
Tercera edición, Nabor Carrillo.
México, 1976.
8. Cimientos Profundos Colados en Sitio.
CFE México, 1980.
9. Mecánica de Suelos.
Juárez Badillo, Rico Rodríguez.
Tomo I, Tercera Edición.
México, 1986.
10. SRM Instructivo para Ensayo de Suelos.
SMMS 1970.

11. Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes.
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
Segunda Reimpresión.
México, 1989.
12. Subsuelo de la Ciudad de México.
Marsal y Mazari.
Facultad de Ingeniería UNAM.
México, 1982.
13. Laboratory Soil Testing Engineering and Design.
Engineer Manual, EM 1110-21900.
Houston, Tx., 1980.
14. Subsurface Exploration and Sampling of Soil.
Waterways Experimental Station, WES.
U.S. CORPS of Engineers.
Vicksburg, Miss., 1940.
15. Principios en Geología y Geotécnica.
D.P. Krynine y W.J. Judd.
McGraw Hill, 1976.
16. El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones
en el Area Urbana del Valle de México.
Simposio de 10 de Marzo de 1978.
S.M.M.S.
17. Manual de Exploración Geotécnica.
Secretaría General de Obras.
México, 1988.
18. Foundation Engineering for Difficult
Subsoil Conditions.
L. Zeevaert.
Second Edition, 1982. Van Nostrand
Reinbold Co. N.Y. U.S.A.
19. Información oral de:
M. en Ing. Agustín Deméneghi Colina
Ing. Hector Sanginés García
Dr. José Luis Camba Castañeda