



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ACATLÁN**



**SUBEXCAVACIÓN: UNA ALTERNATIVA PARA LA
RENIVELACIÓN DE EDIFICIOS DE INTERÉS SOCIAL**

T E S I S

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

P R E S E N T A

SANTIAGO FERNANDO ARENAS FLORES



ASESOR: ING. CELSO BARRERA CHÁVEZ

NOVIEMBRE 2004.



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

DEDICATORIAS

A **DIOS**. Por permitirme alcanzar este momento y compartirlo con mis seres queridos. Muchas gracias.

A mis padres **Paula** y **Manuel**. Por su amor y paciencia para alcanzar cada una de mis metas. Gracias por sus enseñanzas y reprimendas, sin ustedes sería la nada.

A mis hermanos **Manuel** y **Germán**. Por su apoyo y fortaleza en los momentos difíciles. Gracias por su alegría y comprensión.

A mi esposa **María Luisa**. Por tu amor y entrega. Gracias por todo lo que significas para mí.

A mis **Profesores** de la **FES ACATLÁN**. Por los conocimientos y experiencias compartidas en las aulas.

A mis **amigos**. Por su amistad desinteresada y sus palabras de aliento. Gracias.

A la empresa **Ingenieros Cuevas Asociados**. Por el crecimiento personal y profesional. A todos sus integrantes Gracias.

AGRADECIMIENTOS

A mi asesor, Ing. Celso Barrera Chávez. Por haber dirigido mi trabajo de tesis, por el tiempo dedicado en las aulas compartiendo conocimientos y experiencias y la dedicación en la revisión de este trabajo.

Al Jurado. Por haber dedicado su valioso tiempo en la revisión de esta tesis, gracias por su esfuerzo y sugerencias para mejorar este trabajo.

A los Ingenieros Juan M. Cuevas O., Alberto Cuevas R. y Carlos E. Gutiérrez S. Gracias por ser mis maestros en la práctica profesional, por compartir su conocimiento y experiencia y por la oportunidad de formar parte de su equipo de trabajo.

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	i
1. ANTECEDENTES HISTORICOS DEL MÉTODO DE SUBEXCAVACIÓN	1
2. CAUSAS QUE ORIGINAN LOS ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EN LAS CONSTRUCCIONES	13
2.1 Trabajos de campo	14
2.2 Interpretación estratigráfica	16
2.3 Ensayes de laboratorio	19
2.4 Inspección del inmueble	20
3. TEORÍAS QUE FUNDAMENTAN EL METODO DE SUBEXCAVACIÓN	26
4. ALGUNOS CASOS DE INTERÉS EN LA CIUDAD DE MÉXICO	42
4.1 Templo de San Antonio	42
4.2 Catedral Metropolitana	53
5. RENIVELACIÓN DE EDIFICIOS DE INTERÉS SOCIAL MEDIANTE EL MÉTODO DE SUBEXCAVACIÓN	65
5.1 Procedimiento	66
5.2 Instrumentación	110
6. COMPARATIVA ENTRE ALTERNATIVAS PARA LA RENIVELACIÓN DE EDIFICIOS	127
6.1 Lastre	128
6.2 Pilotes de control	131
6.3 Subexcavación	134
CONCLUSIONES	137
ANEXO	139
BIBLIOGRAFÍA	144

INTRODUCCIÓN

La vivienda de interés social es actualmente un sector de la construcción que ha logrado un gran auge entre las empresas dedicadas al desarrollo de conjuntos habitacionales o grandes desarrollos de tamaño similar a algunas poblaciones del interior de la república. Por ello y para la comercialización de las unidades y grandes complejos habitacionales, se ha generado un mercado muy competitivo, donde la utilidad de las empresas esta en función de los costos directos de la obra terminada. Lo anterior implica que las soluciones de ingeniería sean lo más económicas posibles.

Partiendo de lo anterior, la inversión que se necesita para la construcción de las estructuras debe estar limitada en ocasiones para poder estar al mismo nivel competitivo y ofrecer al común de la gente, viviendas con precios de venta atractivos y accesibles para poder utilizar los sistemas de crédito que tiene la mayoría de trabajadores de este país. Esto implica que los desarrollos que actualmente se construyen y algunos con una antigüedad de por lo menos 25 años, se hayan realizado en zonas que geotécnicamente presentan algunas particularidades, tales como microfisuramiento o alta deformabilidad, y que al presentar cambios importantes pueden ocasionar algunas afectaciones a las estructuras.

Cuando las estructuras llegan a tener afectaciones, el patrimonio de las familias que las ocupan también sufre menoscabo y dependiendo del grado de afectación del inmueble será la preocupación de la inmobiliaria y de las familias.

Particularmente, la situación que con mayor frecuencia presentan las estructuras de interés social es el de hundimientos diferenciales, los cuales generan la inclinación del inmueble propiciando una sensación de inseguridad en sus ocupantes, los cuales, obviamente, buscarán a la instancia correspondiente para que dé solución a su problema. En esta circunstancia, generalmente, se solicita a la inmobiliaria responsable de la construcción que resuelva la situación, defina las causas y proporcione una solución.

Para ello deberá verificar o revisar cuales fueron las causas que originaron los daños y si la estructura y cimentación se realizaron cumpliendo lo establecido en el Reglamento de construcciones vigente; asimismo establecerá si la inclinación sufrida tiene o no su origen en circunstancias fuera del control de cualquier diseño o previsión.

Específicamente para este caso, el presente trabajo tiene como finalidad demostrar que la técnica de subexcavación utilizada para renivelar estructuras tan importantes como la Catedral Metropolitana de la ciudad de México, es una técnica que puede implementarse para realizar la corrección geométrica de estructuras de interés social, en las cuales, dado su estatus, se limitan los costos, tiempos y espacios para la ejecución de trabajos correctivos. Estos últimos aspectos son importantes para quien se hará responsable del costo de la obra.

Para ello, en este trabajo se presentarán los antecedentes históricos de esta técnica, su uso en nuestro país, primordialmente en la ciudad de México y zona Metropolitana. Se trata la teoría en la que se basa esta técnica, la cual tiene su origen en los análisis realizados para el diseño de túneles; asimismo, se presentan los aspectos relevantes durante su empleo en la corrección geométrica en el Templo de San Antonio y la Catedral Metropolitana.

Finalmente se presentan tres casos donde se describe la importancia que representa la definición de las causas que originaron los hundimientos diferenciales, las alternativas existentes para corregir la verticalidad de las estructuras y el procedimiento constructivo. Asimismo, se establecen las ventajas y desventajas de las técnicas que pueden implementarse para la corrección geométrica.

1. ANTECEDENTES HISTÓRICOS DEL MÉTODO DE SUBEXCAVACIÓN

Como se sabe, la ingeniería moderna ha permitido desarrollar nuevas técnicas de análisis y construcción para el desarrollo de edificaciones seguras y resistentes para diferentes condiciones de suelo; sin embargo, durante el desarrollo de las metrópolis no siempre es generoso con el ser humano y presenta particularidades con las que el hombre debe aprender a convivir y adaptarse.

Algunas de estas condiciones propician que las estructuras sufran asentamientos diferenciales y se inclinen. Dependiendo de la magnitud de dicha inclinación, la generación de daños puede ir de lo estético a lo funcional, es decir, desde fisuras que desarrollan algunos milímetros hasta grietas que ponen en riesgo la estabilidad de las construcciones y por ende su funcionalidad.

Debido a este fenómeno, se han desarrollado técnicas para recuperar la verticalidad de las estructuras tratando de utilizar algunas ya conocidas adaptándolas al problema; tal es el caso, por ejemplo, de los pilotes de control, lastres, bombeo, micropilotes, etc. No obstante, se ha desarrollado una técnica más agresiva para rescatar a las edificaciones que presentan grandes deformaciones, esta técnica se conoce como subexcavación.

La técnica de subexcavación se refiere a la extracción lenta y controlada del suelo bajo la cimentación de la estructura para hacer descender las partes altas y conseguir la verticalidad de la construcción; presenta la ventaja de que en caso de que no se requieran trabajos de recimentación en los recintos donde se va aplicar, éstos puedan seguir funcionando, siempre y cuando la inclinación de la que son objeto no genere riesgo para su estabilidad o sensación de inseguridad para sus ocupantes. En este capítulo se trata de presentar una semblanza histórica de su desarrollo y del uso exitoso de esta técnica en nuestro país, específicamente en los suelos lacutres de la ciudad de México.

Cuando una estructura sufre una inclinación, la estabilidad y sus condiciones de servicio se ven afectadas y como consecuencia, surge la necesidad de renivelarla, es decir, recuperar la verticalidad o por lo menos minimizar la inclinación a rangos tolerables. La recuperación de la verticalidad se considera una actividad de corrección que puede ser complementada, si así lo amerita el caso, con la de recimentación; sin embargo, se pueden considerar como acciones totalmente independientes.

Actualmente la magnitud de la inclinación permisible en las construcciones modernas está regida por normas y reglamentos de construcción, ya que la inclinación de un inmueble genera modificaciones importantes en la magnitud de los esfuerzos transmitidos por su cimentación a la masa de suelo, cambiando las condiciones iniciales de diseño y los factores de seguridad que garantizan la estabilidad, además del incremento en los elementos mecánicos que actúan en la estructura.

En el caso de la ciudad de México, la inclinación máxima que una persona puede tolerar en un edificio desplomado es aproximadamente 40% más grande que la inclinación visual permisible, definida como sigue (Ref. 1):

$$\text{Inclinación visible} = \frac{100}{100 + 3h} \quad 1.1$$

donde:

h es la altura de la estructura, m

la inclinación visible está definida como un porcentaje de la altura del inmueble.

Sin embargo, el Reglamento de Construcciones no menciona explícitamente el valor máximo para garantizar la seguridad estructural; pero, la experiencia es que desplomes mayores al 2%, sobre todo en edificios altos repercuten de manera psicológica, por lo que muchas construcciones que han alcanzado este valor han sido demolidas o corregidas.

Para corregir la inclinación o desplome de alguna estructura existen varias técnicas, las cuales se pueden combinar para llevar a cabo esta meta. Tales técnicas pueden ser la de micropilotes mediante la técnica sueca, pilotes de control, pilotes electrometálicos y subexcavación; ésta última se desarrolla como tema central de este trabajo.

Por otra parte, es importante mencionar que la renivelación se orienta a corregir la inclinación de estructuras sin requerir el reforzamiento de su cimentación, siempre y cuando no sea necesario.

Sin duda la primer referencia geotécnica de la técnica de subexcavación es la propuesta por Fernando de Terracina, llevada a cabo en 1962 (Ref. 2), para detener y corregir la inclinación de la famosa Torre de Pisa (Fig. 1.1) aunque nunca llegó a emplearse en aquel tiempo; sin embargo, esta metodología se ha aplicado después de los éxitos logrados en la renivelación de la Catedral Metropolitana de la ciudad de México y desde hace algunos años se inicio la renivelación de la Torre de Pisa, combinando esta técnica con otras de estabilización estructural para minimizar el desplome y reforzar la construcción.

La técnica de subexcavación tiene como objeto corregir los desniveles y desplomes de edificios que han sufrido asentamientos diferenciales, haciendo descender las partes altas con respecto a las bajas. Este objetivo se alcanza efectuando perforaciones horizontales de pequeño diámetro y/o cajas de subexcavación, las cuales se ejecutan desde lumbreras o zanjas que permitan el acceso a los estratos del subsuelo y de los cuales se extrae el material.

El efecto de la extracción de material bajo la cimentación es incrementar de manera artificial las presiones en la masa de suelo en las zonas adyacentes a las perforaciones o cajas de subexcavación para que se cierren, originando de esta manera un hundimiento bajo la cimentación de la estructura (obligando a que ésta descienda).

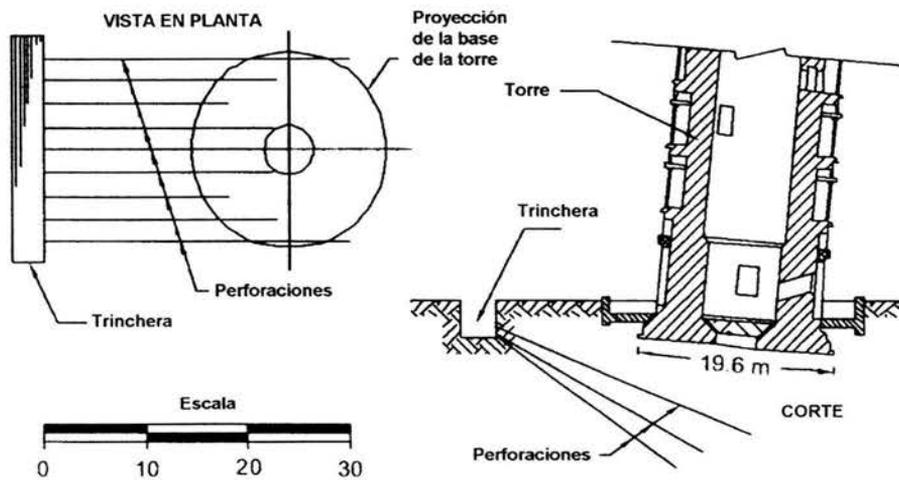
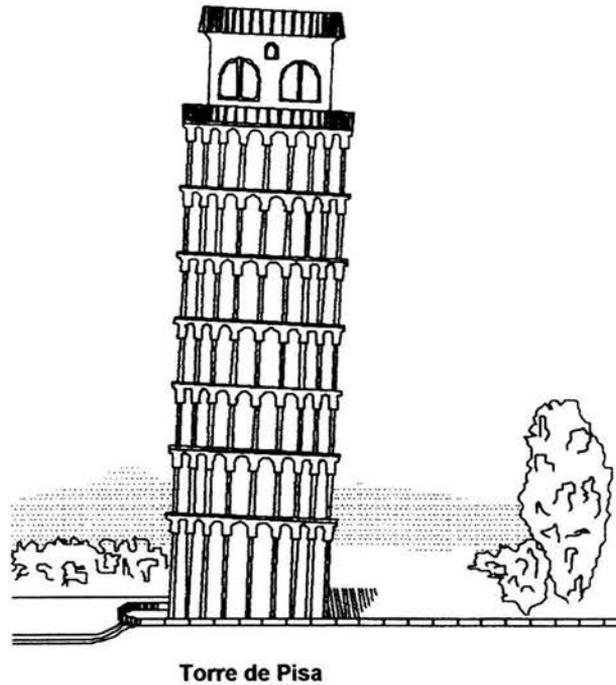


Fig. 1.1 Propuesta de F. Terracina para corregir la inclinación de la Torre de Pisa (Ref. 2)

Esta técnica se utilizó por primera vez en México en 1962 bajo la dirección del Ing. Manuel González Flores(Ref. 3) para renivelar la Iglesia del Pocito, que manifestaba un desplome de 1.5 m, aprovechando la colocación de pilotes de punta que había efectuado en 1948; para llevar a

cabo dichos trabajos colocó controles en la cabeza de los pilotes para que mediante la subexcavación bajo las traveses de concreto, hacer descender la parte alta, logrando conseguir en esa época la primera recimentación y nivelación exitosa mediante su concepto de pilotes de control. Posteriormente intentó utilizar esta técnica en la Antigua Basílica de Guadalupe, para lo cual excavó un túnel al frente del Templo; las dimensiones de dicho túnel eran de 8.2 m de largo, 1.2 m de ancho y 2.1 m de altura y a 6.5 m de profundidad (Fig. 1.2), la finalidad del túnel era que al inducir el colapso del mismo, se produjeran asentamientos diferenciales que obligarán al cierre de fracturas de la fachada y a la corrección del desplomo de las torres; sin embargo, las dimensiones del túnel hicieron incontrolables los movimientos, por lo que el túnel se terminó rellenando. Se sabe que el Ing. González Flores es el pionero en el empleo de la subexcavación; no obstante, no dejó constancia escrita de su experiencia; afortunadamente, el primer trabajo de nivelación utilizando ésta técnica que fue documentado se llevó a cabo a finales de los años ochenta.

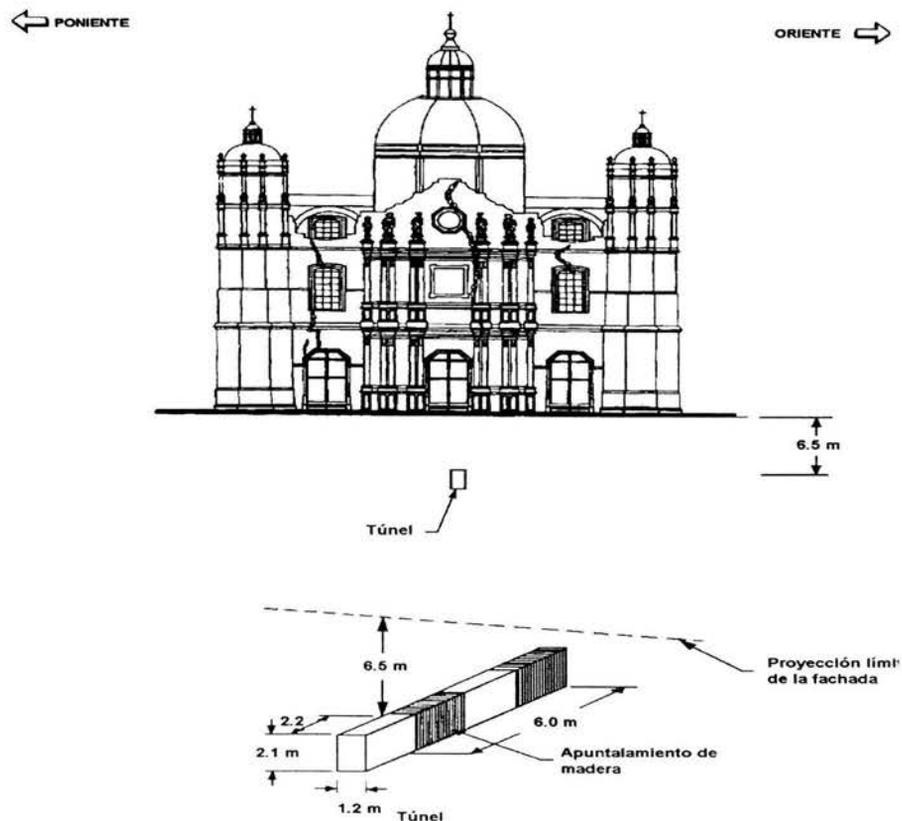


Fig. 1.2 Túnel de subexcavación propuesto por el Ing. Manuel Gonzáles Flores para corregir la inclinación de la fachada de la antigua Basílica de Guadalupe

El primer trabajo de renivelación documentado en la ciudad de México utilizando la técnica de subexcavación fue realizado por la empresa mexicana TGC; dichos trabajos consistieron en la renivelación de un conjunto de edificios localizado hacia el sur de la ciudad de México.

Primera experiencia documentada utilizando el método de subexcavación en la ciudad de México (Ref.4)

Zonificación geotécnica. La unidad se localiza en la vecindad sureste de los cerros de la Noria, que son domos volcánicos formados antes del antiguo Lago de Xochimilco; por esta razón existen dos etapas de formación geológica de la zona: la primera corresponde a la formada antes del lago, en la cual se depositaron materiales granulares aluviales o aluvio-fluviales y la segunda, formada por intercalaciones de suelos lacustres y playas, de acuerdo con la variación del nivel del lago. Dada la complejidad en la formación y disposición de materiales, la zona se clasifica geotécnicamente como zona de transición abrupta (Fig. 1.3). Como consecuencia de la variación en el espesor de materiales compresibles se desarrolló un conjunto de fisuras superficiales, resultado del proceso de consolidación de los estratos arcillosos.

Exploración geotécnica. Para caracterizar las condiciones geotécnicas del sitio se llevó a cabo una exploración geotécnica exhaustiva con la ejecución de sondeos de cono eléctrico, de muestreo, geoeléctricos y pozos a cielo abierto; también se ejecutó una campaña de instrumentación, colocando estaciones piezométricas y bancos de nivel flotante.

Estratigrafía. De la campaña de exploración y los trabajos de laboratorio efectuados, se determinó que existían fuertes diferencias entre los espesores de costra superficial (entre 3.0 y 5.0 m), así como de la profundidad a la que se encuentra el primer depósito arcilloso (entre 5.0 y 14.0 m de profundidad); bajo éste se localiza la primera capa dura con un espesor medio del orden de 3.0 m; bajo la primera capa dura se localiza la segunda serie arcillosa cuyo espesor varía de manera importante conforme la pendiente del fondo del antiguo lago; finalmente se tiene un abanico aluvial que subyace a las formaciones anteriores y que es la frontera entre la del lago y la resistente.

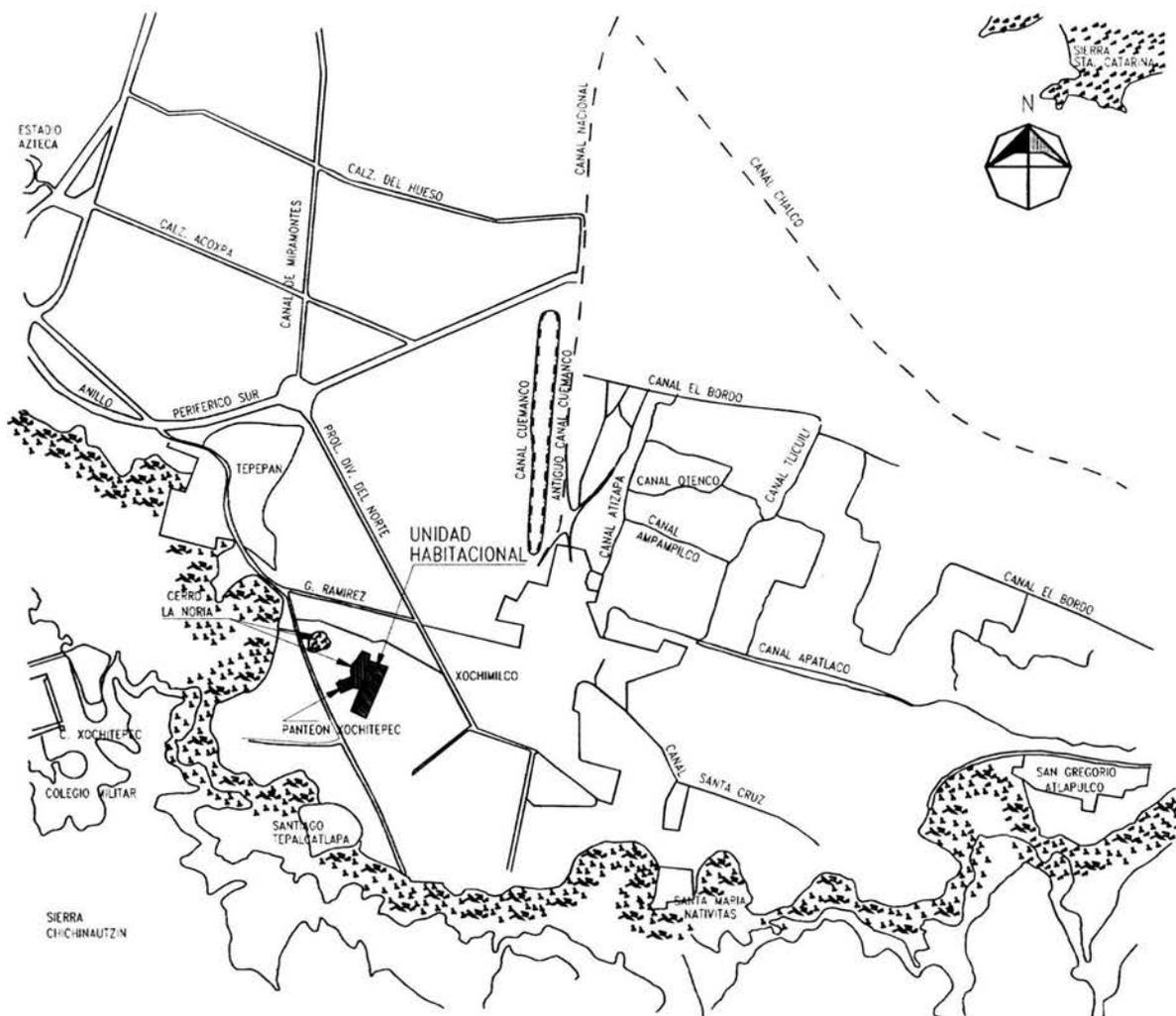


Fig. 1.3 Croquis de localización de la Unidad Habitacional

Causas que originaron los asentamientos diferenciales. De lo anterior se desprende que las fuertes variaciones en el espesor de los suelos compresibles formados en el ambiente del lago, generaron los hundimientos diferenciales al deformarse con el tiempo, ya que las zonas con menor espesor alcanzaron su máxima consolidación cuando las zonas con mayor espesor tal vez habían alcanzado un porcentaje medio del total de su consolidación máxima (Fig. 1.4); asimismo, mediante la instrumentación se determinó que existían fuertes abatimientos del nivel freático en algunas partes, debido a diversos factores tales como el espesor de las arcillas, su permeabilidad y

la influencia de los estratos permeables de origen aluvial o de playa y el bombeo profundo para la extracción de agua potable.

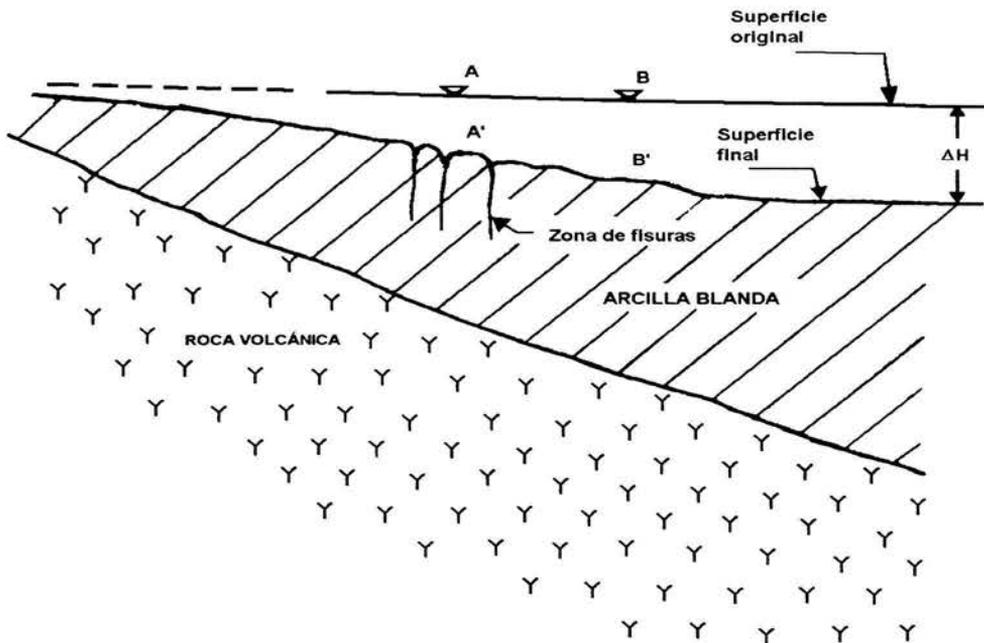


Fig. 1.4 Mecanismo de fisuramiento

Apoyados en la información estratigráfica y efectuado un análisis de las inclinación de los edificios, se encontró que eran congruentes con las magnitudes de hundimientos producidos por la diferencia de espesores de los estratos de arcilla compresibles. Demostrándose claramente que la causa principal de la inclinación de los edificios y la aparición de fisuras en la superficie fue la diferencia de magnitud del hundimiento regional presentado en la unidad. Es decir, el efecto de la consolidación inducido por el bombeo profundo para la extracción de agua y bajo el peso propio del suelo no era el mismo, ya que se tiene mayor espesor de materiales compresibles conforme la planicie se aleja de los cerros de la Noria.

Revisión geotécnica. Una vez determinadas las causas se llevó a cabo la revisión geotécnica de las diferentes estructuras tipo que forman parte de la unidad habitacional. En esta revisión se determinó si existían excentricidades de carga en condiciones estáticas y en la comprobación de la estabilidad de los inmuebles se revisó la capacidad de carga admisible estática y sísmica;

asimismo, se calculó el momento de volteo generado por sismo y el incremento de esfuerzos inducido; se determinó el factor de seguridad en condiciones dinámicas y el giro máximo de la cimentación durante un sismo. Finalmente, se revisó la estabilidad utilizando el criterio de las Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones.

De los resultados obtenidos se concluyó que geotécnicamente se cumplía con factores de seguridad adecuados, tanto en condiciones estáticas como sísmicas, cumpliendo ampliamente los lineamientos marcados en las Normas Técnicas complementarias respectivas. Asimismo, se concluyó que al cumplir ampliamente con los factores de seguridad requeridos no era necesario recimentar las estructuras.

Trabajos preventivos. Sin embargo, el comportamiento de los edificios hizo necesario establecer un programa de mantenimiento de sus cimentaciones. Dentro de este programa se destaca la inyección a baja presión de las fisuras para recuperar la continuidad de la masa de suelo; dicha inyección se llevó a cabo con una mezcla plástica de bentonita-cemento-agua; ésta mezcla se diseñó para que tuviera una consistencia semejante a la de las arcillas más blandas, de tal manera que pueda tenerse una compatibilidad de deformaciones, garantizando de esta manera la continuidad horizontal de la masa de suelo por más tiempo.

Criterios de renivelación. Los criterios para la renivelación de los edificios estuvieron basados en la medición de la verticalidad de los mismos, estableciendo los diferentes grados de severidad, para identificar aquellas estructuras que se encontraban cerca de los límites tolerables. De esta manera se definió el límite funcional como aquel en el que el desplome comienza a producir incomodidad a los ocupantes del inmueble y que es del 1% de la altura. También se definió el límite estructural como aquel desplome que produce efectos de segundo orden y que se consideraron para este caso con el 2% de la altura (Fig. 1.5). Apoyados en estas definiciones se considero de primera prioridad a aquellos edificios que presentaban el 1.5% y de segunda prioridad a los que contaban con un desplomo entre el 1.0 y el 1.5%.

Medidas correctivas. Como se mencionó, de acuerdo con los análisis realizados se concluyó que no era necesario efectuar reforzamiento alguno a la cimentación de los edificios, así que

únicamente se renivelaron utilizando la técnica de subexcavación y tomando en cuenta que a largo plazo se seguirá presentando el hundimiento regional, la corrección del desplome se llevó hasta 0.5% excedida de la vertical en sentido contrario al desplome existente (Fig. 1.5); esta corrección tiene como objetivo aplazar el mayor tiempo posible una nueva corrección.

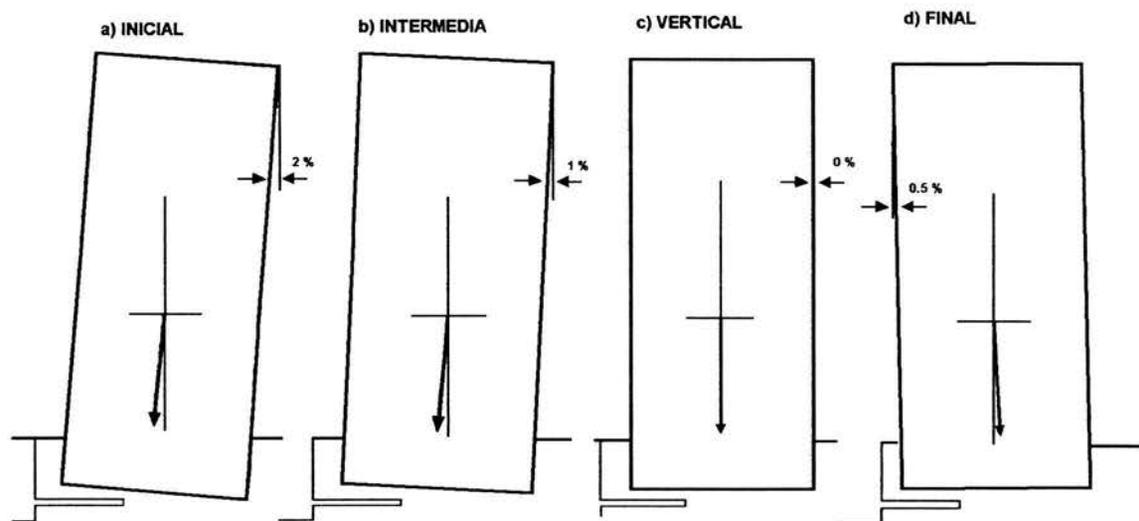


Fig. 1.5 Etapas en la posición de un edificio

Medidas preventivas. Dado que la aparición de grietas genera un desplazamiento horizontal de la masa de suelo, fue necesario llevar a cabo una vigilancia constante para detectar la aparición de fugas en tuberías de agua y drenaje, colocando juntas flexibles en las franjas de ruptura, permitiendo así la deformación de la misma.

Control topográfico. Para monitorear el comportamiento de los edificios se llevó un control topográfico de movimientos horizontales y verticales, así como de plomos; las lecturas topográficas se llevaron a cabo una vez por semana en las estructuras en proceso de nivelación y cada tres meses en aquellas estructuras no afectadas y en puntos superficiales auxiliares. La representación e interpretación gráfica de este control permitió analizar de manera expedita el comportamiento de cualquier estructura y de esta manera efectuar las correcciones durante el proceso.

Procedimiento de renivelación. El proceso de renivelación se llevó a cabo mediante la técnica de subexcavación planeándose las siguientes etapas:

- Apoyados en la historia de las mediciones existentes, se observó que en general los desplomos se presentaban en dos direcciones; en esta primera etapa se excavaron zanjas en los lados de menor asentamiento diferencial, llevadas hasta 1.0 m por debajo del nivel de desplante de la cimentación, colocando una plantilla de concreto pobre con la pendiente necesaria para encausar el agua de lluvia o de posibles filtraciones hacia un cárcamo construido para captarla y desalojarla desde ahí mediante bombeo.
- Para proteger las excavaciones de las lluvias se colocó una cubierta de polietileno en la parte superior de las mismas.
- La subexcavación consistió en la extracción de material por debajo de la cimentación de los inmuebles en pequeños huecos rectangulares de 0.1 m de altura, 0.7 m de ancho y entre 3.0 y 4.0 m de longitud. La secuencia de ejecución y de avance de éstas se regularon en función de la respuesta del edificio. Durante ésta etapa se colocaron calzas bajo las contratrabes para minimizar las deformaciones de los elementos estructurales.
- Una vez conseguida la corrección, se procedió al relleno de los huecos dejados por la subexcavación mediante una mezcla de bentonita-cemento-agua, cuya resistencia fue similar a la del suelo extraído.
- Concluida la etapa anterior se rellenaron las zanjas con material producto de la excavación, compactándolo hasta reproducir el peso volumétrico del suelo en estado natural.
- Finalmente se restituyeron pisos y jardines afectados por los trabajos.

Concluidos los trabajos de renivelación se recomendó continuar con la medición de plomos y niveles.

Otros trabajos de renivelación empleando el método de subexcavación

Otros trabajos notables son la renivelación de una estructura de 16 niveles y del Templo de San Antonio. Estos trabajos permitieron afinar el procedimiento que se utilizaría en los trabajos de renivelación de la Catedral Metropolitana.

En el Capítulo 4 se tratarán con más detalle la subexcavación del Templo de San Antonio y la de la Catedral Metropolitana. Un gran logro en la ingeniería de cimentaciones del país.

2. CAUSAS QUE ORIGINAN LOS ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EN LAS CONSTRUCCIONES

Existen varias causas que originan la manifestación de hundimientos diferenciales en las construcciones tales como grandes incrementos de esfuerzos durante un evento sísmico, expansiones excesivas durante la excavación para alojar cajones de cimentación, un diseño escaso o al límite, saturación del suelo de sustentación, etc.

Estos factores se pueden presentar aisladamente o en el peor de los casos una combinación de éstos. De cualquier forma la generación de desplazamientos verticales diferenciales que propician desplomos en las estructuras, transmiten una sensación de inestabilidad a los ocupantes de dichas construcciones, así como una disminución en los factores de seguridad que garantizan la estabilidad del inmueble.

Entre las causas que pueden originar el desplomo de una estructura se encuentran las siguientes:

- Excentricidad de cargas
- Hundimiento regional
- Saturación del suelo de sustentación
- Procedimiento constructivo inadecuado
- Diseño escaso de la cimentación
- Giro excesivo de la cimentación durante un evento sísmico
- Expansiones no consideradas
- Colapso o desplome de techos de cavernas

Las diversas causas mencionadas anteriormente pueden presentarse en forma aislada, ó en el caso más desfavorable como una combinación de varias, por lo que deberán determinarse asumiendo que una de ellas puede ser el origen y las demás como consecuencia de la primera.

Como se describe a continuación, se deben llevar a cabo actividades de exploración, ensayos de laboratorio y de ingeniería, para poder establecer las causas de hundimiento diferencial.

2.1 Trabajos de campo

Generalmente, los trabajos de campo comprenden las actividades desarrolladas mediante exploración geotécnica, tales como: sondeos de penetración estándar, de cono eléctrico, de resistividad, muestreo inalterado con tubo shelby, excavación con pozos a cielo abierto, etc. Asimismo, comprenden la instrumentación, refiriéndose a la instalación de bancos de nivel profundos y flotantes, estaciones piezométricas, referencias topográficas, plomadas en las estructuras, testigos en grietas y fisuras, etc.

Estos trabajos son de suma importancia ya que de una buena ejecución de éstos dependerá la obtención de resultados en laboratorio o de la detección de algún problema local que pudiera ser la causa del hundimiento diferencial. Durante la campaña de exploración es importante tomar en cuenta el comportamiento de las estructuras vecinas, la cercanía a los cerros, problemas de agrietamiento del suelo, etc.

Los alcances que deben comprender los trabajos de campo se mencionan enseguida.

Sondeos someros. Como sondeos someros o de poca profundidad se pueden realizar pozos a cielo abierto, que además de permitir la obtención de muestras alteradas e inalteradas, tienen la virtud de que permiten observar directamente el cimiento, características físicas y estructurales del mismo, profundidad de desplante y suelo en el cual está apoyado.

Con este tipo de sondeos se puede precisar en el sitio si existe algún cambio importante en los materiales de desplante de la cimentación, es decir, si parte de ésta se encuentra apoyada en material de relleno y el resto en terreno natural. Asimismo, permiten definir si existen fugas en las instalaciones de servicios municipales tales como agua potable y drenaje, obteniendo muestras para ensayo en laboratorio; además, permite medir cuantitativamente la resistencia del suelo mediante un penetrómetro de bolsillo o mediante un torcómetro de bolsillo.

La distribución de los pozos se debe realizar de tal manera que se permita obtener la mayor información del sitio en estudio; generalmente, se realizan pozos tanto en la zona con hundimientos como en la que donde no se han presentado.

Sondeos profundos. Estos sondeos son los que se realizan mediante equipo y herramientas especializadas. El equipo de perforación suele ser una perforadora que puede estar montada en patines o en camión y la herramienta de exploración puede ser un penetrómetro de dimensiones estandarizadas, un cono eléctrico, un cono dinámico, tubos shelby, etc. Claro está, cuando se realizan sondeos profundos se puede hacer uso de una o varias técnicas combinadas.

Durante la ejecución de éstos sondeo es conveniente instalar por lo menos un tubo de observación para definir la presencia del nivel freático; la punta de éste tubo se coloca generalmente a 6.0 m de profundidad y en caso de que se requiera, se deberá instalar una estación piezométrica.

Instrumentación. Otro punto importante es contar con instrumentación que permita monitorear de manera confiable el comportamiento de la estructura que se va corregir, ya que antes de iniciar cualquier trabajo de nivelación se debe contar con nivelaciones y/o plomos de partida para dar seguimiento, antes, durante y después de realizados los trabajos.

La instrumentación consiste en referencias superficiales o puntos de nivelación (palomas), plomadas colocadas en puntos estratégicos, tales como en esquinas donde se puedan tener referencias en dos direcciones o en las fachadas donde se tenga fácil acceso para su lectura.

Para la elección de los bancos de nivel de referencia debe tomarse en cuenta la existencia del hundimiento regional, ya que si se toma como banco de nivel una estructura o monumento cimentado en pilotes de punta, en realidad se estarán midiendo las deformaciones propias de la estructura más el hundimiento regional debido a la consolidación de la serie arcillosa superior por abatimiento del nivel freático. Generalmente, para solventar esta situación se recurre a bancos de nivel flotantes, tomando como referencia alguna estructura cimentada superficialmente, poste de alumbrado, etc, que se encuentren lejos de la influencia de la obra.

Asimismo, otro recurso para monitorear el comportamiento de las estructuras es mediante testigos de yeso colocados en las fisuras o grietas que se hayan manifestado por el asentamiento diferencial.

Como parte de los trabajos de campo se debe llevar a cabo un recorrido por la zona para determinar la presencia de comportamientos similares en estructuras vecinas o en construcciones con características semejantes a la de interés. Durante este recorrido se puede definir la presencia de grietas de tensión, desplome de techos de antiguas cavernas o boca minas, emersión de edificios colindantes por estar apoyados en cimentaciones profundas trabajando por punta, etc. Esta información es de suma importancia, ya que el trabajo de gabinete para analizar las causas y proponer el procedimiento de corrección, en algunos casos, depende del comportamiento de la estructura respecto al entorno.

2.2 Interpretación estratigráfica

Apoyados en los trabajos de campo se realiza la interpretación estratigráfica preliminar del sitio, dicha interpretación debe contener la descripción de los diferentes estratos que conforman la masa de suelo. La determinación éstos estratos, se realiza primeramente con la información obtenida de los trabajos de campo, tomando los sondeos y dividiendo el perfil del sondeo de acuerdo con la resistencia y con la descripción de los materiales obtenidos en el caso de sondeo de penetración estándar; en caso de sondeos de cono eléctrico y cono dinámico, la división de los estratos se lleva a cabo comparando las resistencias obtenidas.

Por otra parte, existe información de la estratigrafía de las diferentes zonas geotécnicas en la que se encuentra dividida la ciudad de México y se puede hacer uso de ésta como primera instancia para definir la estratigrafía del sitio.

Como parte de la estratigrafía del sitio debe establecerse la presencia del nivel freático o definir si en realidad es el nivel freático o un nivel de agua superficiales.

La estratigrafía definida con los trabajos de campo se precisa una vez que se cuenta con los resultados de laboratorio, donde se definen las propiedades índice de los materiales y sus propiedades mecánicas.

Dentro de los trabajos de interpretación estratigráfica es necesario determinar la influencia del hundimiento regional como fenómeno fundamental causante de la pérdida de verticalidad de la estructura.

Hundimiento regional. La perforación de pozos para el abastecimiento municipal en la ciudad de México la iniciaron los señores Pane y Molteni en 1847, porque careciendo la ciudad de una red de distribución adecuada para aprovechar los manantiales que había; los pozos, casi siempre artesianos con gasto del orden de 1.5 lts por segundo, fueron una magnífica solución para el problema del abastecimiento del agua. Por muchos años la condición artesiana fue estable, pero el crecimiento de la ciudad obligó a la apertura de más pozos, el artesianismo se disipó, muchos manantiales se agotaron y empezaron a notarse los hundimientos.

La primera descripción técnica del hundimiento como problema urbano, la presentó el Arq. Roberto Gayol en 1925 ante la sociedad de Ingenieros y Arquitectos; ya que siendo director de las obras de drenaje vivió el angustiante problema que inducían las deformaciones que se habían acumulado en la red; su interpretación del fenómeno fue clara y sorprendente, pues demostró que la ciudad de México se hundía respecto al lago de Texcoco, quedando pendiente encontrar la explicación científica del origen del fenómeno.

Entre 1947 y 1948 haciendo uso de la teoría de la consolidación de Terzaghi, Nabor Carrillo explica que el abatimiento de las presiones piezométricas es la causa principal del hundimiento de la ciudad de México. Se inicia entonces un estudio detallado de las propiedades mecánicas de las arcillas que forman el subsuelo y del desequilibrio piezométrico inducido por la extracción de agua.

Este abatimiento en las presiones piezométricas originó que el suelo se consolidará, ya que al aumentar los esfuerzos efectivos el suelo sufre un efecto de recarga, es decir, si el suelo lacustre

se consolidaba normalmente (bajo su propio peso) con el nivel de aguas freáticas prácticamente superficial o con un efecto de artesianismo, los esfuerzos efectivos en la masa de suelo son reducidos porque el suelo que se encuentra bajo dicho nivel, experimenta un exceso de presión de poro; pero, al ser abatido el nivel freático el exceso de presión de poro se disipa y el suelo presenta una recarga pues los esfuerzos efectivos se incrementan. De esta forma se inducen los asentamientos siguiendo la teoría de Terzaghi .

Este fenómeno se acentúa en las zonas de transición alta, que como se sabe se localizan en las faldas de los cerros.

De esta forma cuando se construye una estructura sobre todo en la zona de transición donde el espesor de los materiales compresibles varía de manera importante, es posible que se presenten asentamientos diferenciales, inclinándose la estructura hacia la parte con mayor espesor de materiales deformables. Por lo general estas construcciones están resueltas superficialmente ya sea con zapatas o con losa y la magnitud de cargas es del orden 3.0 a 6.0 ton/m².

Lo anterior no pasaría para una construcción de dimensiones y cargas importantes, ya que en ese caso la solución de cimentación sería profunda, es decir, con pilotes o pilas apoyados por punta.

Un fenómeno que se deriva de los fuertes abatimientos del nivel freático es el desarrollo de grietas de tensión, cuya ocurrencia se presenta en la denominada Zona de Transición, sobre todo en las faldas de los cerros. Sin embargo; la aparición de estas grietas no es una manifestación exclusiva de la Zona de Transición; ejemplos muy particulares lo son el vaso del ex Lago de Texcoco y la ciudad de Aguascalientes.

El caso de que se presente el desarrollo de grieta de tensión y de que éstas afecten una construcción se deben valorar los desplazamientos verticales y desplomes, así como revisar las condiciones de estabilidad de la cimentación y de la estructura en general. De los análisis realizados se verá la necesidad de renivelar y si el caso lo amerita, de recimentar la construcción.

2.3 Ensayes de laboratorio

Para determinar el comportamiento de un suelo bajo condiciones específicas, se recurre a los ensayos de laboratorio, ya que en dichas pruebas se pueden tratar de reproducir las condiciones observadas en el sitio; asimismo, se determinan las propiedades índice del suelo, tales como: contenido natural de agua, clasificación visual y al tacto, clasificación SUCS, límites de consistencia, granulometría, etc.

En las pruebas de laboratorio, las muestras se someten a ensayos donde se reproducen los niveles de esfuerzo a los que estaban sometidas en el sitio, obteniéndose parámetros de resistencia al esfuerzo cortante y de deformación.

Los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante se puede obtener mediante ensayos de compresión simple, de corte directo (un poco en desuso) y las de compresión triaxial en sus tres diferentes modalidades; es éstas últimas deberán considerarse las condiciones de aplicación de la carga y la disipación de la presión de poro.

Para obtener los parámetros de deformabilidad se realizan ensayos de consolidación unidimensional, pudiendo ejecutarse en muestras en estado natural o saturadas, para determinar la influencia de la presencia de agua bajo ciertas condiciones de carga.

Los ensayos de laboratorio se deben realizar de acuerdo a las hipótesis derivadas de la observación de los sondeos y de comportamiento de la estructura. Por ejemplo, si durante la campaña de exploración se detecta que en la zona con menor hundimiento, el suelo presenta un contenido de agua mínimo o que el nivel freático se encuentra un par de metros por debajo de la superficie del terreno y que en la zona más deformada se presenta mayor contenido de agua en las muestras de suelo; entonces, las muestras inalteradas se deberán ensayar en condiciones naturales y bajo saturación en caso de que se hayan obtenido por arriba del nivel freático. Claro está, se ensayarán las muestras obtenidas por debajo del nivel de desplante de la estructura.

En el Capítulo 5 de este trabajo se presentan algunos casos donde se ejemplifica este proceso para definir las causas de la inclinación de las estructuras.

2.4 Inspección del inmueble

Como una parte fundamental para definir las causas que originaron la inclinación de un inmueble, se deber realizar un recorrido en la zona aledaña al inmueble, así como una inspección de la estructura para definir la presencia de fisuras, grietas, inclinación, magnitud de hundimientos diferenciales, etc. Asimismo, es importante definir la presencia de pozos para la extracción de agua potable.

Saturación del suelo de sustentación. Otro de los fenómenos que influyen en la inclinación de las estructuras es la saturación del suelo que subyace a la cimentación.

Como se sabe, una de las propiedades índice de los suelos es su contenido natural de agua y de acuerdo con las investigaciones de los señores ingenieros Raúl J. Marsal y Marcos Mazari, está relacionado con la compresibilidad de mismo. Por esta razón cuando aumenta el contenido de agua de un suelo, aumenta su deformabilidad. Asimismo, si el suelo presenta microfisuración debido al abatimiento del nivel freático, el ingreso de agua por filtraciones superficiales se da con mayor facilidad.

La mayoría de los problemas de hundimiento se originan cuando se presentan fugas en las redes de agua o drenaje en una zona de la construcción y una vez que se ha establecido un flujo dentro de la masa de suelo, la deformación se presenta en cuestión de meses. Por otra parte, las fugas de instalaciones no son el único origen; también, se presenta la saturación de los materiales mediante la infiltración del agua pluvial en zonas jardinadas muy extensas y adyacentes a las estructuras.

Este tipo de problema se ha detectado en algunas zonas de los municipios de Tultitlán y Coacalco donde existen varios conjuntos habitacionales con problemas de desplomos en sus edificios ó en conjuntos de casas con dos niveles.

Excentricidad de cargas

Cuando se diseña una estructura, generalmente, la distribución de las cargas de ésta es función del diseño arquitectónico, resultado de la necesidad de administrar convenientemente el espacio del terreno donde se erigirá la construcción; frecuentemente, los ingenieros enfrentan diseños tales que la resultante de las cargas muertas y vivas del inmueble (condiciones estáticas) no guardan una simetría con respecto al área de cimentación. Es decir, que el centro de cargas del inmueble no es igual al centro geométrico de la cimentación, en este caso, se generan excentricidades de carga con respecto al centroide de la cimentación; dichas excentricidades se definen como la diferencia de coordenadas entre el centroide de los cimientos y el centroide de cargas (Ec 2.1 y Fig. 2.1).

$$e_i = \| Cc_i - Cg_i \| \quad (2.1)$$

donde:

- e_i excentricidad en sentido x y y
- Cc_i coordenadas del centroide de cargas
- Cg_i coordenadas del centroide de la cimentación

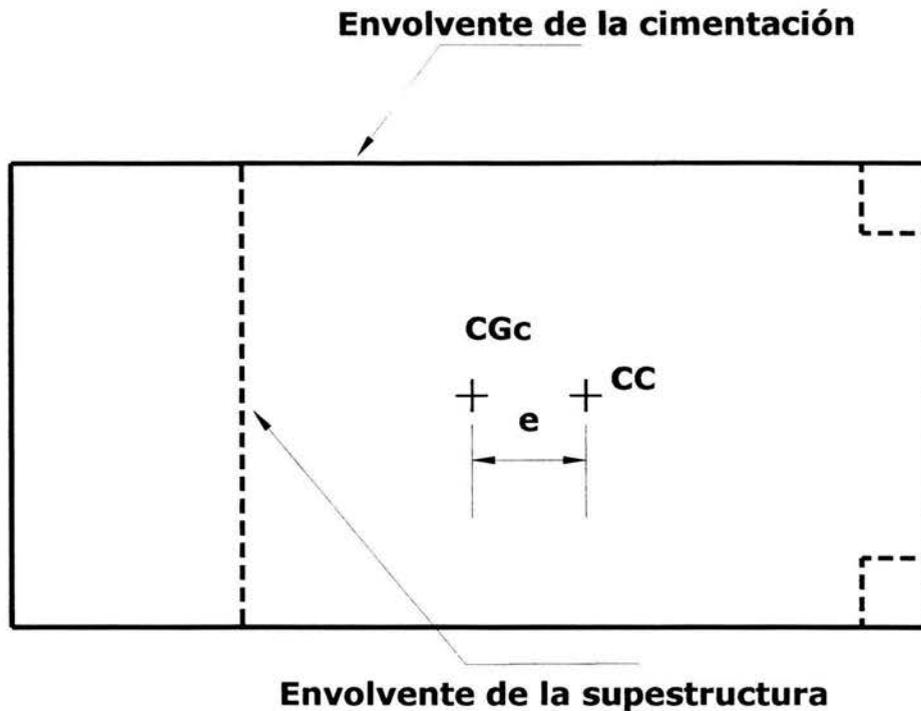
Asimismo, se puede definir el porcentaje de excentricidad como sigue (Ec. 2.2):

$$e_{\%} = \frac{e_i}{Cg_i} \times 100 \quad (2.2)$$

donde:

- $e_{\%}$ excentricidad en porcentaje en sentido x o en y
 las demás literales ya fueron definidas

La excentricidad de carga genera momentos de volteo que se conocen como momentos estáticos, porque son originados por las cargas de la estructura en condiciones estáticas o gravitacionales.



VISTA EN PLANTA

Notas:

- CGc** Centro geométrico de la cimentación
- CC** Centro de cargas de la estructura
- e** excentricidad

Fig. 2.1 Excentricidad de carga

Cuando se presentan excentricidades de carga, es recomendable que el porcentaje de dichas excentricidades sea menor o igual al 3%, ya que se ha observado en la práctica que para dicho valor, el momento de volteo que se origina es tolerable.

Asimismo, el momento de volteo estático desarrolla un incremento de esfuerzos en el contacto cimiento-suelo en dirección de la excentricidad.

Cuando se genera un incremento de esfuerzos estáticos en una orilla de la cimentación como resultado de una excentricidad, es probable que existan asentamientos diferenciales debido a que

los esfuerzos transmitidos por la cimentación no son uniformes. Este diferencial de deformación en la masa de suelo se acentúa cuando el porcentaje de excentricidad rebasa el 3% y sobre todo se desarrolla con mayor facilidad en suelos muy sensibles como las arcillas de origen lacustre de la ciudad de México.

Procedimiento constructivo inadecuado

Otra de las causas que originan la inclinación de los edificios una vez concluida su construcción es un procedimiento constructivo inadecuado o mal ejecutado. En este caso, el problema de hundimientos puede afectar la construcción nueva y las colindancias.

Los problemas de una mala ejecución de los trabajos de construcción de la cimentación, sobre todo en los trabajos de protección de las colindancias, pueden generar problemas de inclinación tanto a la estructura como a las colindancias; asimismo, cuando se tienen excavaciones y existe nivel freático que obligue a un bombeo para abatirlo y mantener la excavación seca.

Durante la construcción de una cimentación se deben de tomar en cuenta varios factores tales como: presencia del nivel freático, tipo de cimentación, nivel de desplante de los cimientos y estructuras colindantes. Estos factores deben ser tomados en cuenta en el diseño geotécnico de la subestructura y en los trabajos de ingeniería generalmente se proporcionan los siguientes aspectos: solución de cimentación, profundidad de desplante, capacidad de carga, asentamientos generados por la transmisión de carga de la estructura a la masa de suelo, el procedimiento constructivo para erigir los cimientos y de protección de colindancias.

Sin embargo; en ocasiones se presentan problemas durante la construcción debido a que no se sigue el procedimiento descrito en el diseño de la cimentación. Los problemas que se pueden presentar van desde expansiones excesivas que una vez que se concluye la construcción del proyecto se convierten en fuertes asentamientos por recompresión, esto se asocia a la presencia de nivel freático, donde al excavar, la relajación de esfuerzos en la masa de suelo genera que los huecos ocupados por aire y agua traten de ser ocupados por el agua del nivel freático, ocasionando un aumento de volumen del suelo justo en el desplante de la cimentación,

induciendo expansiones excesivas; otra problemática surge cuando se realizan excavaciones donde se descuidan las cimentaciones colindantes, las cuales al quedar sin confinamiento presentan desplazamientos horizontales y verticales a corto plazo. Asimismo, cambios en el proyecto sin realizar posteriormente una revisión de la cimentación, especialmente cuando se aumentan profundidades de excavación o cargas en la superestructura; reducción del troquelamiento en excavaciones resueltas con tablestacas y muros Milán, permitiendo que se desplacen; cambio en el sistema de bombeo, es decir, sustituir puntas eyectoras por bombas sumergibles, disminución de pozos e incluso el bombeo excesivo.

Diseño de cimentación escaso o al límite

Cuando se ha realizado un diseño geotécnico para la cimentación de un inmueble, se toman en cuenta varios puntos importantes, desde la estratigrafía hasta las condiciones hidráulicas de la masa de suelo; las propiedades mecánicas y de deformación implícitas en los puntos mencionados con anterioridad.

Apoyados en los trabajos de exploración y de laboratorio se determinan las características estratigráficas del sitio y sus propiedades resistencia al esfuerzo cortante y de deformación, respectivamente. Posteriormente se determina la solución de cimentación, la profundidad de desplante, la capacidad de carga admisible del suelo de sustentación y los asentamientos generados por la transmisión de carga a la masa de suelo; por otra parte, se realizan las revisiones en condiciones dinámicas: incremento de esfuerzos inducidos por sismo y giro máximo de la cimentación.

Como se sabe en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas complementarias para el diseño de cimentaciones, se proporcionan los requerimientos mínimos que debe de cumplir la cimentación para considerarse como segura y estable. Cuando un diseño se encuentra al límite de los valores mínimos permitidos para su distorsión angular y asentamientos, la cimentación así diseñada puede tener un comportamiento que sobrepase dichos límites y entonces la estructura se encuentra fuera de Reglamento y además afectando, en su caso, a las estructuras colindantes.

En resumen, la determinación de las causas que originaron la inclinación de alguna estructura es de suma importancia, ya que a partir de estas es posible establecer si existe la posibilidad de que la estructura siga inclinándose, aun cuando se hayan concluido los trabajos para su corrección; asimismo, es posible llevar a cabo las medidas correctivas en caso de alguna deficiencia en el diseño de la cimentación, proceso constructivo o durante la ejecución de la obra.

3. TEORÍAS QUE FUNDAMENTAN EL MÉTODO DE SUBEXCAVACIÓN

Desde hace años se ha manejado la idea de renivelar edificios por medio de perforaciones o excavaciones en los estratos de suelo sobre los cuales se apoya la estructura (Terracina, 1962, Electroconsult, 1974). En México ya desde los años cincuentas se ha utilizado este principio, siempre con resultados muy alentadores. Recientemente esta técnica se utilizó para renivelar de manera experimental el Templo de San Antonio Abad y posteriormente la Catedral Metropolitana de la ciudad de México. En general el método de subexcavación consiste, como se ha mencionado anteriormente, en la preparación de zanjas o lumbreras hasta una cierta profundidad, a partir de las cuales se practican extracciones sucesivas de pequeñas cantidades de suelo en las zonas elevadas de la estructura, con la finalidad de inducir los asentamientos necesarios para su renivelación. La extracción del material puede llevarse a cabo mediante herramientas especiales o tubos que crean oquedades dentro de la masa de suelo (Ref. 5)

Para explicar el comportamiento de una subexcavación, se realizaron trabajos de investigación y experimentación en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, los resultados obtenidos de dichos trabajos se resumen a continuación (Ref. 5)

Para demostrar el comportamiento del cierre de una perforación o caja de subexcavación J. Saleçon (1969), estudió la contracción de una cavidad de radio interior r_i en un medio infinito elastoplástico sujeto a un esfuerzo isotrópico exterior σ_{re} y un esfuerzo isotrópico interior σ_{ri} . Para el caso de un suelo puramente cohesivo, obtuvo la siguiente relación:

$$\sigma_{re} - \sigma_{ri} = c \left(1 + 2 \ln \frac{r_p}{r_i} \right) \quad (3.1)$$

donde:

- σ_{re} esfuerzo isotrópico exterior
- σ_{ri} esfuerzo isotrópico interior
- c representa la cohesión del material
- r_p radio que marca la frontera entre el comportamiento elástico y el plástico

De acuerdo con esta expresión los esfuerzos necesarios para inducir un estado plástico en la pared interior del cilindro ($r_p = r_i$) son:

$$\sigma_{re} - \sigma_{ri} = c \quad (3.2)$$

Si el esfuerzo interior, dentro de la cavidad es nulo, entonces un esfuerzo radial exterior igual a la cohesión del material inicia el proceso de plastificación de la pared interior del cilindro. Por otro lado, esta ecuación no puede utilizarse para analizar el colapso de un cilindro hueco puesto que en tal caso debe considerarse que toda la pared del cilindro se encuentra en estado plástico y por lo tanto, no existirá el medio elástico que lo rodea. Sin embargo, puede utilizarse para analizar el colapso de una perforación como las que se utilizan en un proceso de subexcavación, puesto que en tal caso existe una zona de pequeñas deformaciones en donde puede considerarse que el comportamiento es elástico.

Siguiendo el mismo procedimiento propuesto por Salençon, pero aplicándolo directamente al caso de un cilindro hueco fabricado de un material puramente cohesivo en estado plástico y resolviendo el problema únicamente para el caso de pequeñas deformaciones se pueden considerar las siguientes expresiones:

condición plástica:

$$\sigma_{re} - \sigma_{\theta} = 2c \quad (3.3)$$

donde:

σ_{θ} esfuerzo tangencial
 las demás literales ya fueron definidas

ecuación de equilibrio en el plano:

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma_r + \sigma_{\theta}}{r} = 0 \quad (3.4)$$

donde:

σ_r esfuerzo radial
 r radio

Para que se produzca el colapso total es necesario que en toda la pared del cilindro se presente un estado plástico, por lo cual puede sustituirse la ecuación 3.3 en la ecuación 3.4 e integrando esta última se obtiene la relación:

$$\sigma_{re} - \sigma_{ri} = 2c \ln \frac{r_e}{r_i} \quad (3.5)$$

Para demostrar esto se realizaron ensayos en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, aplicando este caso a ensayos triaxiales donde resulta más adecuada. Por otra parte, de acuerdo con la ecuación, la diferencia de esfuerzos necesaria para que una oquedad cierre completamente ($r_i = 0$) es infinita.

Durante los ensayos efectuados en el Instituto de Ingeniería con cilindros huecos, se observó que el cierre de la cavidad ocurría debido al colapso de una parte de la pared del cilindro. Inicialmente cuando se reduce la presión al interior del cilindro, se observó una reducción más o menos uniforme de su diámetro exterior. Al cabo de un periodo tiempo, se observó que la deformación radial se comienza a concentrar en una zona que cubre un ángulo de aproximadamente 90 grados, al mismo tiempo que la deformación volumétrica se comienza a acelerar. Asimismo, en el centro de la zona de mayor deformación se pierde rápidamente material de la pared exterior. Para analizar este mecanismo de falla puede utilizarse el método de líneas características (Alberro 1987). El mecanismo de falla en este caso es el que se describe en la Fig. 3.1; en esta se considera que el problema es de tipo plano, de tal manera que los ángulos δ y β delimita la posición e la superficie de falla en la pared interior y exterior del cilindro, respectivamente. Los esfuerzos principales mayores de ambas caras están representados por los esfuerzos tangenciales σ_θ , cuyos valores se indican en la Fig. 3.1. Una de las líneas de falla es del tipo S_1 y la otra S_2 , en ambos casos la ecuación que establece el equilibrio plástico está dada por la siguiente expresión:

$$P_e - P_i = 2c (\delta - \beta) \quad (3.6)$$

donde:

P_e y P_i presión exterior e interior aplicada al cilindro, respectivamente

El valor de $\delta - \beta$ está determinado por la relación geométrica r_i/r_e del cilindro, a partir de la Fig. 3.2 es posible establecer que el valor mínimo de $\delta - \beta$ está dado por la relación:

$$\frac{r_i}{r_e} = \cos(\delta - \beta)_{\min} - \text{sen}(\delta - \beta)_{\min} \quad (3.7)$$

Los valores de $P_e - P_i$ que se obtuvieron en los ensayos realizados por el Instituto de Ingeniería a partir de las ecuaciones 3.5 y 3.6 para diferentes condiciones se presentan en la Tabla 3.1

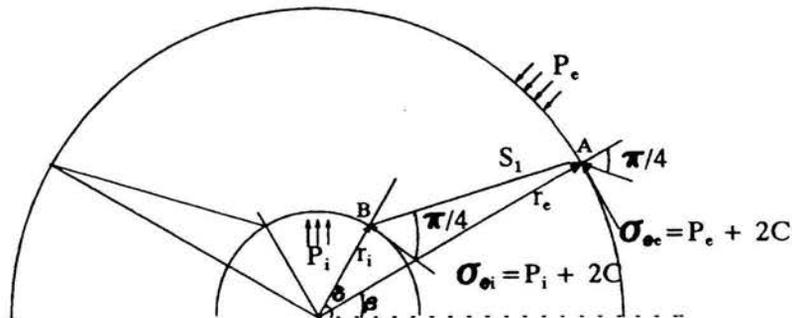


Fig. 3.1 Líneas características al fallar un cilindro hueco

En la Tabla 3.1 se presentan los resultados obtenidos de la ecuación 3.7 para algunos valores de la relación r_i/r_e .

Puesto que los valores presentados pueden provocar el colapso de la cavidad es de esperarse que los esfuerzos reales sean ligeramente mayores.

Tabla 3.1 Comparación de resultados teóricos y experimentales

Ensaye	r/r_e consolidado	c kg/cm ²	$\sigma_{re} - \sigma_{ri}$ a la falla		
			Valores Experimentales	Valores Teóricos	
				$\sigma_{re} - \sigma_{ri} = 2c \ln \frac{r_e}{r_i}$	$P_e - P_i = 2c(\delta - \beta)^{***}$
1.2	0.50	0.55	0.70	0.80	0.86
1.3*	0.50	0.68	0.80	0.95	1.07
1.4	0.50	0.56	0.90	0.92	0.87
1.5	0.50	0.80**	1.00	1.67	1.25
1.6	0.30	0.70	1.00	1.75	1.10
2.2	0.30	1.50	2.50	3.61	2.35
2.3	0.30	1.50	2.50	3.61	2.35
2.4	0.45	1.50	2.40	2.40	2.35
2.5	0.45	1.50	2.60	2.40	2.35
2.6	0.45	1.0	1.80	1.60	1.57

Notas:

- * Contracción sin colapso
- ** Sufrió reconsolidación importante
- *** Se calculó el esfuerzo que produce el colapso total ($r_i/r_e=0$)

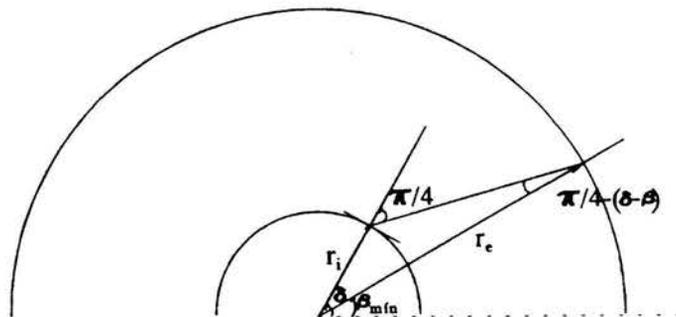


Fig. 3.2 Geometría del problema

A pesar de que en la Tabla anterior se observan diferencias entre los valores experimentales y los de las ecuaciones 3.7, estos caen dentro de un rango aceptable. Para poder explicar estas diferencias se encontraron algunas de las posibles causas:

- a) Las probetas ensayadas se lubricaron en sus extremos para reducir el efecto de abarrilamiento, sus deformaciones radiales no fueron uniformes en toda su longitud, lo cual afectó su geometría. por otra parte, esta frontera friccionante produce cierta interferencia durante la contracción de la cavidad.
- b) La variación de los esfuerzos dentro de la cavidad se hacía por decrementos de 0.1 a 0.2 kg/cm². Con cada decremento se permitió un periodo de reconsolidación para disipar la presión de poro, modificando ligeramente el contenido de agua del suelo y por lo tanto su resistencia.
- c) El colapso provoca la aparición de una fisura de forma irregular en la superficie lateral del cilindro que no se logró eliminar del todo durante la reinyección del agua dentro de la membrana interior, de tal manera que la distribución de esfuerzos durante la etapa de falla en compresión simple no es uniforme, afectado los resultados de los ensayos. Asimismo, en la mayoría de los ensayos de compresión simple que realizaron, se presentó un efecto de flexión importante, debido a la presencia de la fisura de falla.

De acuerdo con los resultados en los ensayos con cilindros huecos, no es posible interpolarlos directamente al caso de la subexcavación puesto que las condiciones de frontera son diferentes; dentro de las diferencias más importantes se pueden señalar las siguientes:

- a) El estado de esfuerzos dentro de la masa de suelo natural y alrededor de la cavidad no es isotrópico ni uniforme.
- b) El bombeo y flujo de agua hacia la cavidad modifican el estado de esfuerzos de la masa de suelo.

Para que una oquedad cilíndrica se cierre completamente, es necesario que el esfuerzo aplicado sea el que se considera para el cierre de una cavidad infinitamente pequeña, es decir:

$$(P_e - P_i)_{min} = c \frac{\pi}{2}$$

La deformación de la cavidad se ve influenciada por toda la masa de suelo arriba de esta, de tal manera que para que la cavidad se deforme, es necesario que exista un asentamiento en la superficie y que la velocidad de deformación sea función no sólo del estado de esfuerzos sino de la profundidad de la cavidad y estratigrafía de la masa de suelo afectada.

Sin embargo, sí puede considerarse que el método de las líneas características puede aplicarse para conocerse el estado de equilibrio límite de una cavidad en un medio semi-infinito, de la misma forma que se aplicó para un cilindro hueco.

Considerando que la falla de un túnel va a depender de su diámetro ($2r$) como de su profundidad (d) y de la carga (q) aplicada en la superficie del terreno, es posible trazar las líneas características a y b , que se muestran en la Fig. 3.3, para los casos de un túnel somero y profundo, respectivamente. En el caso del túnel somero q representa el esfuerzo principal mayor a los puntos A y C . El esfuerzo principal mayor en los puntos B y D está dado por el esfuerzo tangencial σ_θ , considerando que el esfuerzo radial en las paredes del túnel es P_i ; de tal manera que la línea característica de la izquierda es de tipo S_1 , mientras que la de la derecha es S_2 . El esfuerzo medio aplicado en A resulta ser $q-c$ con un ángulo $\alpha_A = \pi/4$, medido a partir de la horizontal y hacia la superficie de falla, mientras que en el punto B el esfuerzo medido es c con un ángulo $\alpha_B = \beta + \pi/4$ y una altura igual a $d-r \text{ sen } \beta$. Al aplicar la ecuación de equilibrio límite para esta línea, se obtienen las relaciones siguientes:

$$q - P_i + \gamma(d - r \text{ sen } \beta) = 2c(1 - \beta) \text{ para } \beta < \pi/4 \quad (3.8)$$

$$q - P_i + \gamma(d - r \text{ sen } \beta) = 2c \left(1 + \beta - \frac{\pi}{4} \right) \text{ para } \beta < \pi/4 \quad (3.9)$$

El mismo resultado se obtiene para el caso de la línea tipo S_1 . Para el caso de un túnel profundo, las líneas características se han trazado de acuerdo a las deformaciones observadas en la masa de

un suelo arcilloso, tal como se muestra en la Fig. 3.4 (Kimura y Mair, 1981). Del análisis de las líneas características de la Fig. 3.3 (b) se obtiene la ecuación:

$$q - P_i + \gamma(d + r \operatorname{sen} \beta) = 2c(1 + \beta) \quad (3.10)$$

La cual resulta ser similar salvo en los signos a la ecuación 3.8.

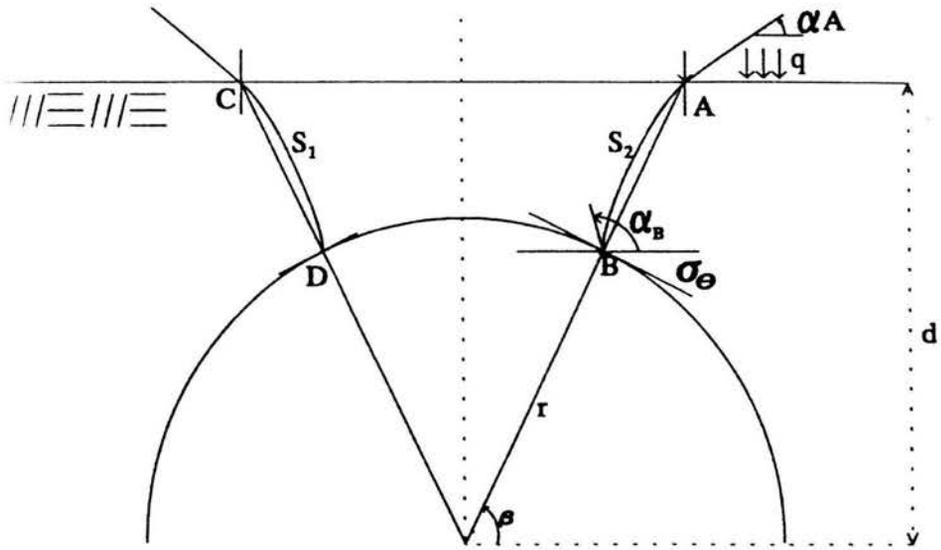
Para determinar los valores del ángulo β es necesario contar con observaciones experimentales o de campo en cada caso específico de profundidad y radio del túnel. Sin embargo, para el caso de túneles circulares profundos, se ha observado que los asentamientos que se producen en la superficie del terreno son los que se indican esquemáticamente en la Fig. 3.5 (Tamez et al, 1992).

En tal caso, es posible trazar las líneas características AD y CE , que van de los puntos en donde ya no se registra ningún asentamiento hasta los puntos del túnel cuya tangente forma un ángulo β con la horizontal. En este caso el ángulo β puede variar de 0 a 90° y considerando que $r \ll d$ y $P_i = 0$, se pueden obtener las siguientes relaciones a partir de la ecuación 3.6:

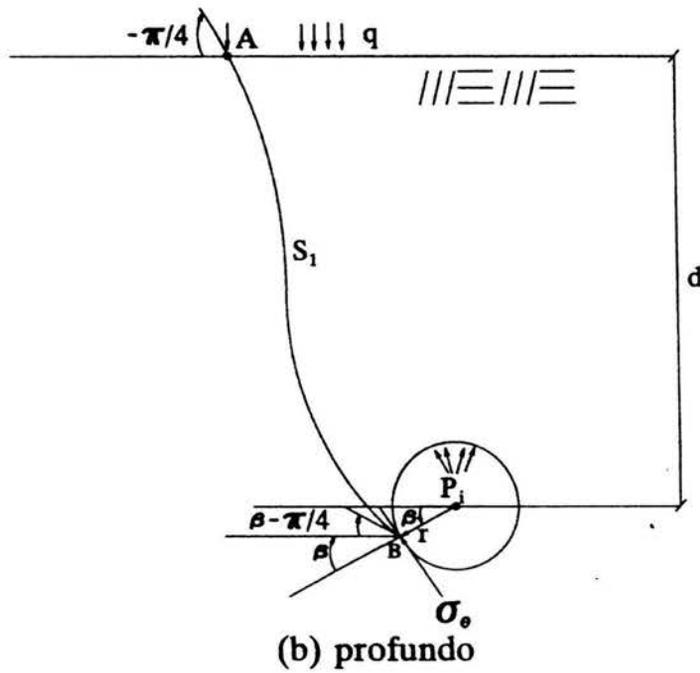
$$q + \gamma d = 2c$$

$$q + \gamma d = 5.14c \quad (3.11)$$

Estas ecuaciones representan los límites inferior y superior para la falla de un túnel profundo. Es decir, que para garantizar el colapso de una cavidad, localizada a una profundidad d , dentro de un suelo que se comporta como puramente cohesivo, es necesario que los esfuerzos verticales aplicados a esa profundidad se encuentren entre 2 y 5.14 el valor de la cohesión del suelo. Es necesario además que esta condición se cumpla a lo largo de toda la línea de falla, puesto que la cohesión del suelo generalmente varía con la profundidad. En tal caso, se considera a d como la profundidad del estrato analizado y c como cohesión.



(a) somero



(b) profundo

Fig. 3.3 Líneas características para el caso de un túnel

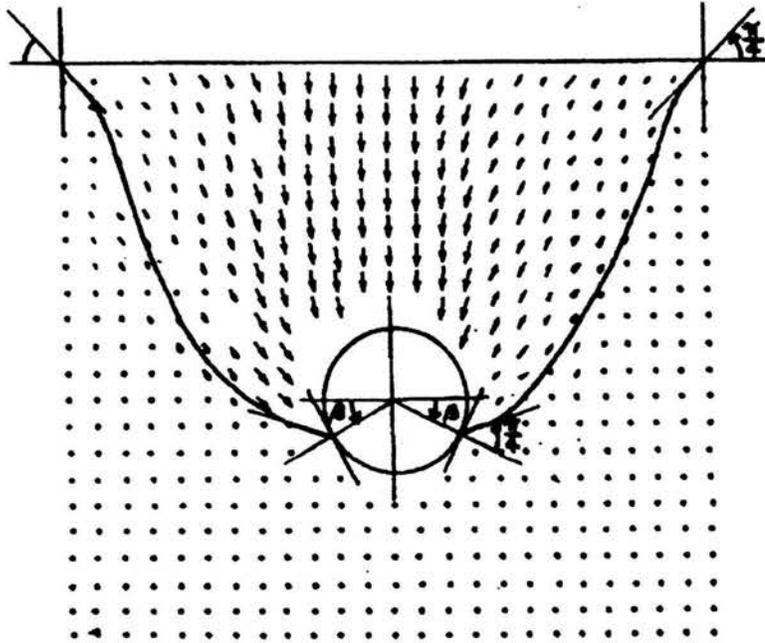


Fig. 3.4 Desplazamientos al fallar el túnel en un suelo arcilloso (Kimura y Mair, 1981)

Aplicando esta ecuación a las condiciones de la Catedral en donde a 14.0 m se consideró que existe un esfuerzo efectivo de 2.8 kg/cm^2 y a ese mismo nivel la cohesión original del material (antes de iniciar el bombeo) y estimada a partir de correlaciones de ensayos de cono eléctrico y ensayos triaxiales no consolidados no drenados (Txuu), del orden de 0.9 kg/cm^2 , se tiene:

$$q + \gamma h = 2.8 \text{ kg/cm}^2 < 5.14 c = 4.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$q + \gamma h = 2.8 \text{ kg/cm}^2 > 2 c = 1.8 \text{ kg/cm}^2$$

De manera que las perforaciones que se realizaron en la Catedral cumplen con la condición del límite inferior de falla del suelo. Sin embargo, debido a la presencia de las lumbreras y de los pilotes de la recimentación, era de esperarse que existieran ciertas interferencias y una mayor dificultad del cierre de las oquedades sobretodo en las zonas cercanas a estas estructuras. Por otro lado, al aumentar el número de perforaciones, es posible un incremento de esfuerzos alrededor de las oquedades que faciliten su falla.

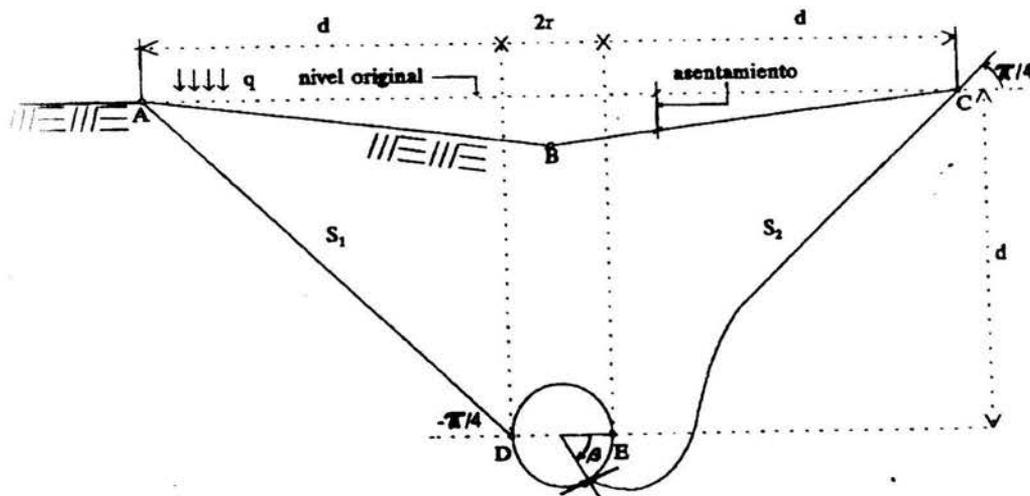


Fig. 3.5 Líneas características propuestas considerando los asentamientos observados en la superficie

Para determinar los asentamientos del terreno debido al cierre de una cavidad, puede utilizarse el método propuesto por C. Sagaseta (1987). En este método se consideran las deformaciones en la superficie que provoca una cavidad esférica unitaria. En el caso de una perforación cilíndrica, se realiza una integración de oquedades esféricas a lo largo del eje de perforación, teniendo la precaución de igualar volúmenes de suelo desalojado en cada caso.

Para determinar las deformaciones que produce una cavidad esférica en un semiespacio elástico, se utiliza la solución del espacio infinito superpuesta para dos esferas separadas por un plano de simetría (que representa la superficie libre) y finalmente eliminando los esfuerzos parásitos que aparecen en la superficie libre. De esta manera, las deformaciones en la superficie del terreno natural debidas al cierre de una oquedad esférica de radio a_e y localizada en el punto (x_o, y_o, z_o) están dadas por:

$$S_{x_0} = S_{x(z=0)} = 2 \frac{a_e^3}{3} \frac{x - x_0}{r^3}$$

$$S_{y_0} = S_{y(z=0)} = 2 \frac{a_e^3}{3} \frac{y - y_0}{r^3} \quad (3.12)$$

$$S_{z_0} = S_{z(z=0)} = 2 \frac{a_e^3}{3} \frac{z - z_0}{r^3}$$

siendo:

$$r = \left[(x - x_0)^2 + (y - y_0)^2 + (z - z_0)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

Al integrarse estas ecuaciones para el caso de una oquedad cilíndrica horizontal (Fig. 3.6), de radio a y longitud l , cuyos frentes se localizan en los puntos $(0,0,d)$ y $(0,l,d)$, es posible determinar los desplazamientos que sufre un punto de coordenadas $(x_0, y_0, 0)$ al contraerse la cavidad.

En este caso, es necesario igualar el volumen de la esfera dv al de un cilindro de largo infinitesimal dy mediante la relación:

$$dv = \frac{3}{4} \pi a_e^3 = \pi a^2 dy$$

Las ecuaciones así obtenidas son:

$$S_{x_0} = -\frac{a^2 x_0}{2(x_0 + d^2)} \left[\frac{l - y_0}{(x_0^2 + (l - y_0)^2 + d^2)^{\frac{1}{2}}} + \frac{y_0}{(x_0^2 + y_0^2 + d^2)^{\frac{1}{2}}} \right]$$

$$S_{y_0} = -\frac{a^2}{2} \left[\frac{l}{(x_0^2 + (l - y_0)^2 + d^2)^{\frac{1}{2}}} - \frac{1}{(x_0^2 + y_0^2 + d^2)^{\frac{1}{2}}} \right] \quad (3.13)$$

$$S_{z_0} = +\frac{a^2 d}{2(x_0 + d^2)} \left[\frac{l - y_0}{(x_0^2 + (l - y_0)^2 + d^2)^{\frac{1}{2}}} + \frac{y_0}{(x_0^2 + y_0^2 + d^2)^{\frac{1}{2}}} \right]$$

donde:

- a radio de la oquedad cilíndrica
- l longitud de la oquedad

Por medio de estas ecuaciones es posible determinar los asentamientos que se presenta en un punto del terreno, cuando se cierra la oquedad cilíndrica. En el caso en que las oquedades se cierran solo parcialmente y en diferentes grados a lo largo de la perforación, entonces puede utilizarse como dato conocido el volumen (v) de suelo extraído en cada metro de perforación y los asentamientos producidos en un punto de la superficie se pueden obtener discretizando las ecuaciones (3.13) para cada metro de perforación sumando la influencia de cada uno de los tramos. En tal caso es necesario sustituir el valor de a^2 por v/π y el de l por 1. Si el mismo procedimiento se aplica para una cuadrícula cerrada de puntos, es posible trazar las curvas de igual asentamiento del terreno durante un procedimiento de subexcavación.

Si se considera el caso de una perforación de gran longitud, entonces los asentamientos en la superficie estarán dados por las ecuaciones:

$$S_{x_0} = -\frac{a^2 x_0}{2(x_0^2 + d^2)} \left[1 + \frac{y_0}{(x_0^2 + y_0^2 + d^2)^{\frac{1}{2}}} \right]$$

$$S_{y_0} = \frac{a^2}{2} \left[\frac{1}{(x_0^2 + y_0^2 + d^2)^{\frac{1}{2}}} \right] \quad (3.14)$$

$$S_{z_0} = -\frac{a^2 d}{2(x_0^2 + d^2)} \left[1 + \frac{y_0}{(x_0^2 + y_0^2 + d^2)^{\frac{1}{2}}} \right]$$

Estudiando el mismo problema, el Dr. Alberro (1988) obtuvo el potencial de deformación alrededor de un túnel circular, por medio del cual es posible conocer los desplazamientos de suelo a cualquier profundidad de la superficie del terreno. La ecuación que obtiene para los desplazamientos verticales es:

$$S_{z_0} = \omega = \frac{a\rho}{h} [A'' + (1 + 2\mu) B''] \quad (3.15)$$

donde:

a	radio del túnel
2ρ	desplazamiento radial de sus paredes
h	profundidad del eje del túnel
μ	módulo de Poisson
A'' y B''	funciones que dependen del punto para el cual se desean determinar los desplazamientos

Para el caso de un suelo en condiciones no drenadas $\mu=0.5$, la función A'' varía de 1.9 a 3.5 cuando y_0/h varía de 0 a 2.0, mientras que $B''=0$, y si se considera que el volumen unitario del suelo que fluye hacia el interior del túnel es $v= 2\pi a (2\rho)$, se obtiene que los asentamientos de la superficie del terreno sobre el eje del túnel son:

$$S_{20, y_0=0} = \frac{v}{4\pi} \frac{1}{d} [1.9] = 0.475 \frac{v}{\pi d} \quad (3.16)$$

$$S_{20, y_0=0} = \frac{v}{4\pi} \frac{1}{d} [3.5] = 0.875 \frac{v}{\pi d}$$

Los valores que resultan comparados con los que se obtiene al utilizar las ecuaciones 3.15 dan prácticamente los mismos resultados.

Es conveniente recordar que estas ecuaciones se aplican al caso en que no exista ninguna estructura rígida sobre la superficie del terreno. En el caso de que se analice una superficie con una costra rígida de pavimento, capaz de absorber los esfuerzos cortantes que ahí se generen, se puede demostrar que las deformaciones verticales se reducen a la mitad y no se presentan deformaciones horizontales (Segaseta 1987).

Es probable que en el caso de cimentaciones poco rígidas y que ocupen grandes áreas, los asentamientos reales corresponden a los de una condición intermedia entre la superficie libre y la superficie pavimentada.

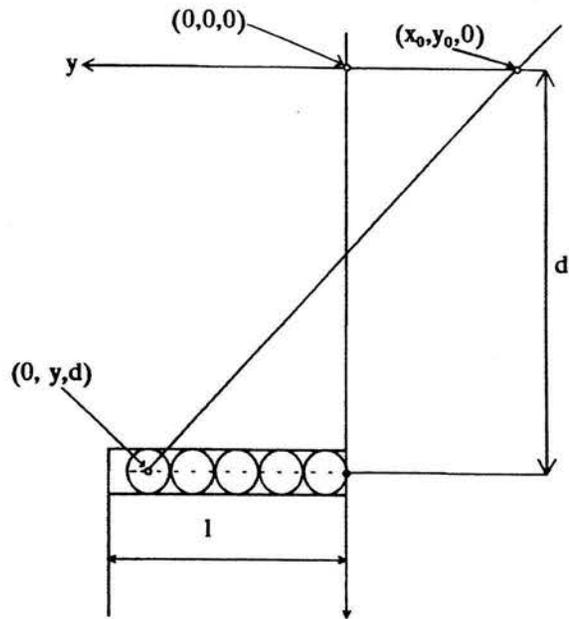


Fig. 3.6 Asentamientos en la superficie debidos a la contracción de una cavidad cilíndrica

4. ALGUNOS CASOS DE INTERÉS EN LA CIUDAD DE MÉXICO

Antecedentes. La técnica de subexcavación fue propuesta por primera vez por Fernando de Terracina en 1962, dicha propuesta tenía como objetivo frenar la inclinación de la Torre de Pisa y corregir su verticalidad. Aun cuando no se utilizó sino hasta fechas recientes, se ha usado en la ciudad de México para la recuperación de la verticalidad de edificios inclinados; entre los trabajos más destacados se encuentran los del Ing. Manuel González Flores en la Iglesia del Pocito en la Basílica de Guadalupe y el Edificio de SERFIN localizado en las calles de 16 de Septiembre y Bolívar; la empresa TGC reniveló un edificio de 16 niveles y 22 edificios de 5 y 6 niveles de la Unidad Habitacional Rinconada del Sur..

4.1 Templo de San Antonio (Ref's. 6 y 7)

La subexcavación realizada para inducir asentamientos correctivos al Templo de San Antonio Abad tuvo como objetivo evaluar el comportamiento de una estructura de mampostería con materiales y arquitectura similares a los de la Catedral Metropolitana.

La subexcavación realizada tuvo los siguientes objetivos:

- Generar desplazamientos verticales diferenciales en la superficie del terreno en dirección norte-sur e inducir el descenso y giro transversal de la estructura, determinando si el comportamiento del inmueble era el de un cuerpo rígido.
- Ensayar una técnica para controlar y frenar los movimientos inducidos e la estructura, restituyendo con lodo bentonítico la presión piezométrica en el interior de las perforaciones horizontales, observando con detalle la evolución de los desplazamientos y tiempo de anulación total del movimiento.

- Definir el límite máximo de distorsión que admite una bóveda de mampostería, generando torsiones y eventualmente el agrietamiento de la bóveda, mediante la subexcavación en la esquina norponiente, cercana a la torre.
- Determinar el tiempo necesario para que ocurriera el paro natural de movimientos inducidos, comparando las trayectorias de desplazamientos seguidas para frenado inducido y el paro natural.

Características de la estructura. El Templo original de San Antonio Abad data del siglo XVI, contemporáneo de la Catedral Metropolitana, su nave es de cañón corrido con penetraciones conoidales, con una torre en la esquina norponiente de 19.0 m de altura construida a finales del siglo XVII. Su ancho medio es de 9.45 m y su longitud de 34.0 m. La estructuración del Templo es a base de mampostería de tezontle con espesor medio de muros de 1.0 m y de 1.2 m en los contrafuertes.

Características de la cimentación. La estructura se desplantó en zapatas corridas de mampostería de tezontle cuyo ancho medio es semejante al de los muros, estas zapatas se encuentran ligadas transversalmente mediante contratraveses de mampostería. La presión que transmite la cimentación es del orden de 6 ton/m².

Estratigrafía del sitio. La estratigrafía del sitio es la siguiente: de 0.0 a 3.3 m rellenos; de 3.3 a 7.3 m se tiene la costra superficial formada por limos arenosos y arcillas endurecidos por secado solar, de consistencia baja a semirígida en las arcillas y de semirígida a dura en los limos arenosos; de 7.3 a 34.5 m se localiza la serie arcillosa superior formada por arcillas y arcillas limosas de consistencia baja; a partir de 34.5 m y con un espesor de aproximadamente 2.5 m existe la primera capa dura, formada por intercalaciones de arcillas de consistencia media y arenas limosas de cementación variable (Fig. 4.1).

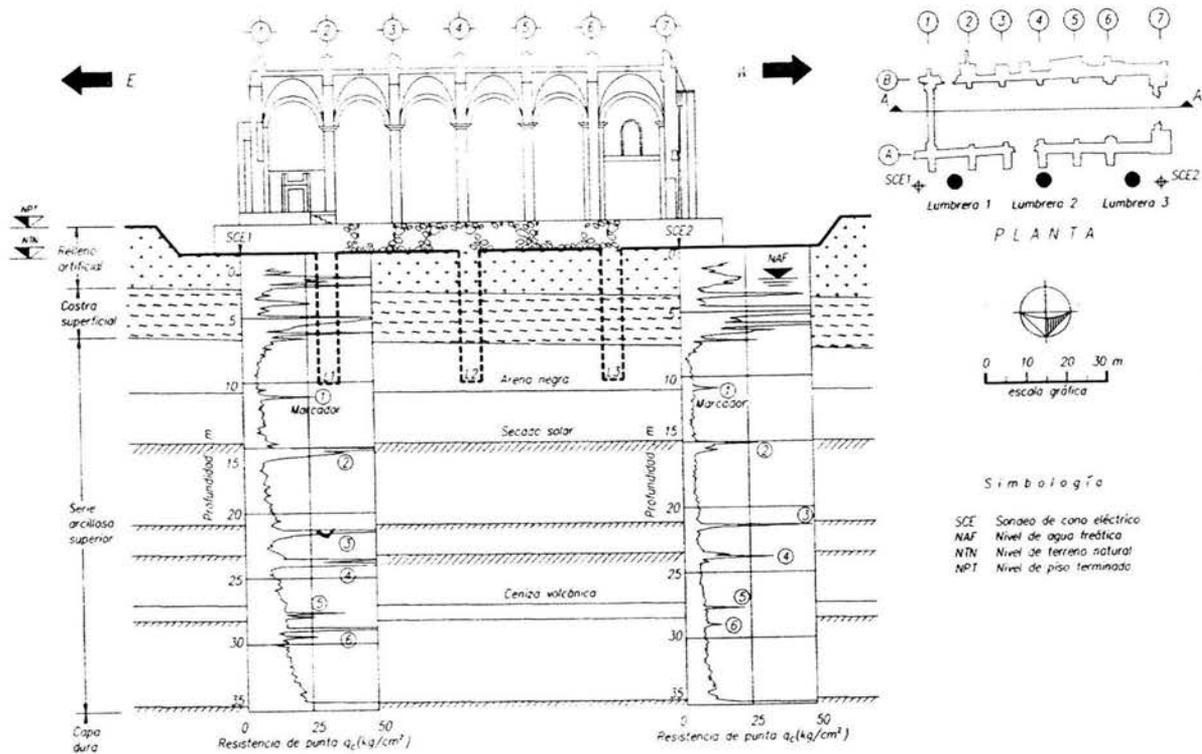


Fig. 4.1 Perfil estratigráfico y cimentación del Templo de San Antonio

Desniveles. Para poder definir los hundimientos diferenciales de la estructura se realizaron calas en la cimentación y mediante éstas se advirtió un hundimiento diferencial histórico con desniveles de 1.8 y 0.8 m en sentido transversal y longitudinal, respectivamente, indicando una inclinación en dirección surponiente.

Desplomos de columnas. Los valores medios para las columnas del muro norte fueron de 30 cm hacia el sur y de 7 cm hacia el poniente, para el muro sur fueron de 15 cm al sur y de 6 al poniente.

Refuerzo de la estructura. A mediados de 1986 se procedió a reforzar la estructura y cimentación del templo. En los entrejes, a la altura de las bóvedas y a todo su ancho, se construyeron vigas de concreto reforzado, ligadas mediante tensores formados por varillas de acero, a traves longitudinales erigidas previamente en la cimentación de ambos muros. Este refuerzo tuvo como finalidad evitar que los hundimientos diferenciales hacia el sur generaran fisuras en la estructura.

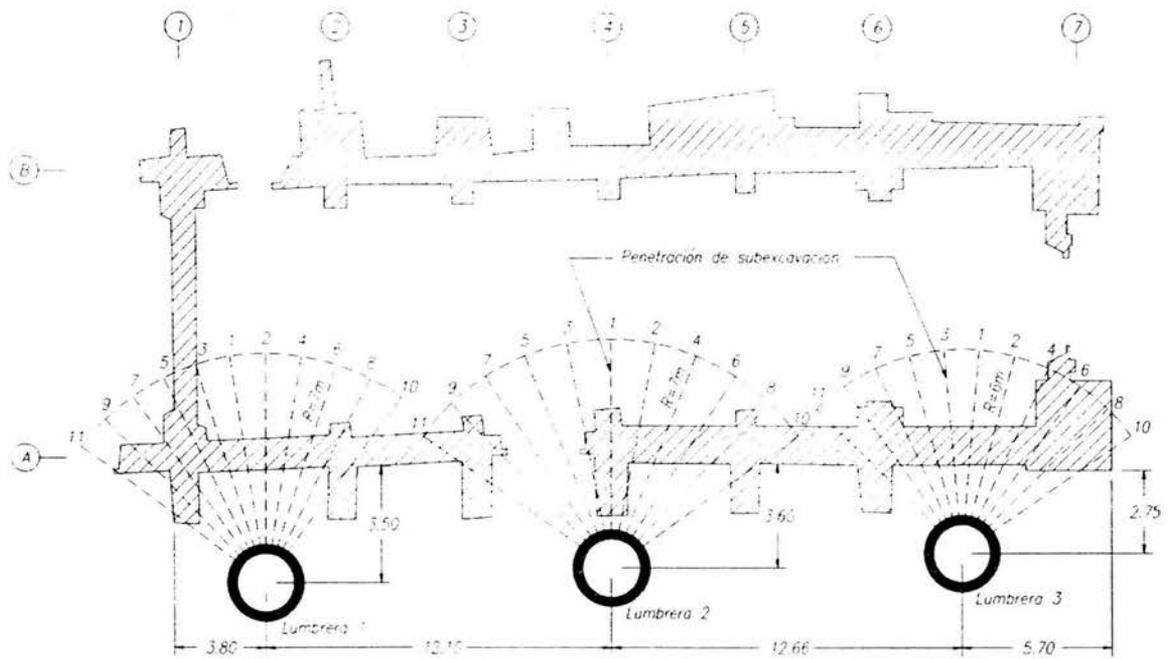
Procedimiento de subexcavación

Construcción de lumbreras. Para poder acceder a los suelos más deformables se construyeron tres lumbreras que se ubicaron a un lado del muro norte, que corresponde con la parte menos hundida de la estructura. Dichas lumbreras se llevaron a una profundidad de 10.2 m con respecto al nivel de banqueteta; las losa de fondo de las lumbreras se desplantaron a 9.7 m de profundidad. Los 50 cm de diferencia entre los muros de la lumbrera y la losa tapón quedó hueca para permitir que las lumbreras siguieran la velocidad del hundimiento regional, evitando que trabajen como elementos apoyados de punta (Fig. 4.2)

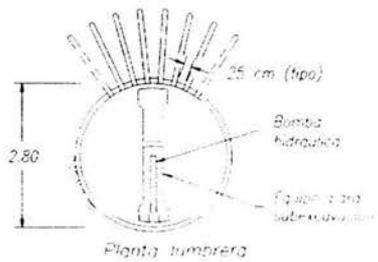
Sistema de bombeo. Para la construcción de las lumbreras fue necesario abatir el nivel freático y para ello se instalaron sistemas de bombeo formados por dos pozos de bombeo por cada lumbrera, en cada pozo se contó con una punta eyectora. La profundidad de los pozos fue de 11.0 m con respecto al nivel de brocal.

Boquillas de subexcavación. Las boquillas de subexcavación se colocaron a 9.0 m de profundidad, precisamente donde inicia la secuencia de suelos arcillosos de baja a mediana consistencia; éstas boquillas se constituyeron con tubo de acero ced. 40 de 5 pulgadas de diámetro y su finalidad consiste en mantener localizado el barreno de subexcavación durante los trabajos para poder medir el grado de deformación alcanzado con la perforación y reperforar el barreno en la misma dirección (Fig. 4.3)

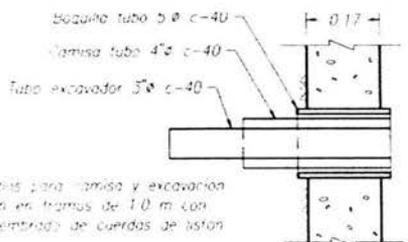
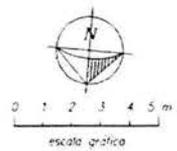
Tubo excavador. Esta herramienta consistió en un tubo de acero ced. 40 con un diámetro de 3 pulgadas que pasa por el interior de un tubo de 4 pulgadas. Para hincar la herramienta se utilizó un gato hidráulico accionado por una bomba eléctrica, que a su vez descansa sobre una mesa que reacciona contra la pared de la lumbrera. La longitud horizontal máxima que se alcanzó fue de 9.0 m, medidos desde la boquilla, reabriendo el barreno de subexcavación una vez que se plastificaba y cerraba (Fig. 4.4.)



Planta

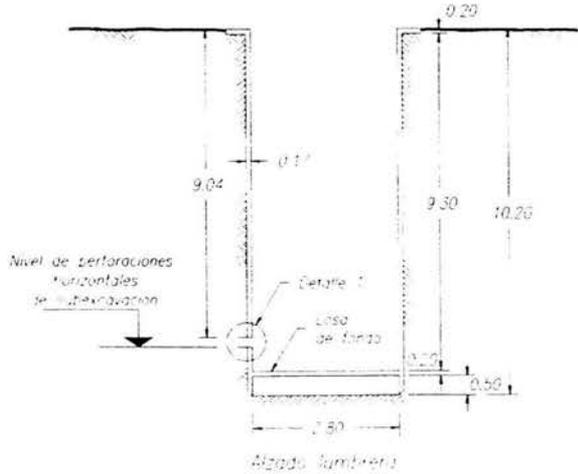


Planta lumbrera

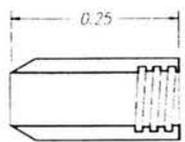


Detalle 1

- Los tubos para ramisa y excavación se unen en tramos de 10 m con machembrado de cuerdas de nylon



Alzada lumbrera



Punta de tubo de 5" y de 4" para excavación

NOTAS
 - Aotaciones en metros
 - Dibujo sin escala

Fig. 4.2 Ubicación de lumbreras y penetraciones de subexcavación

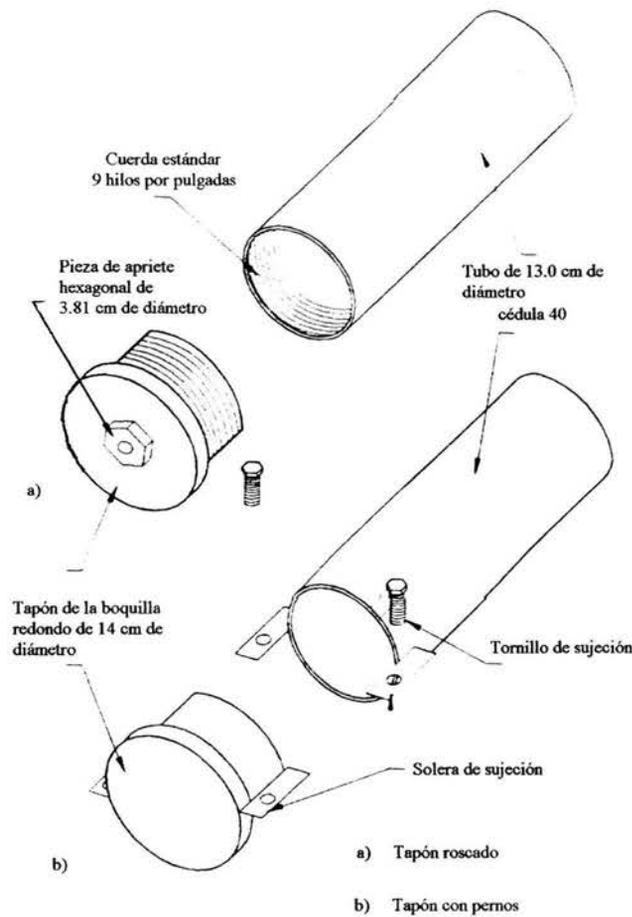


Fig. 4.3 Boquilla de subexcavación

Refuerzo de la estructura. Para poder garantizar que la estructura se comportará como cuerpo rígido durante el proceso de renivelación, se reforzó mediante la instalación de tensores y puntales de acero en los entrejes.

Mediciones para el control durante el proceso

Para dar seguimiento al comportamiento de la estructura durante los trabajos de renivelación, se implementaron una serie de controles e instrumentación: a) puntos fijos de nivelación topográfica, b) plomadas en las columnas, c) secciones o líneas de convergencia, d) testigos de yeso en fisuras, e) medición de volúmenes de extracción del suelo subexcavado, f) piezómetros abiertos y g) medición de gasto de bombeo.

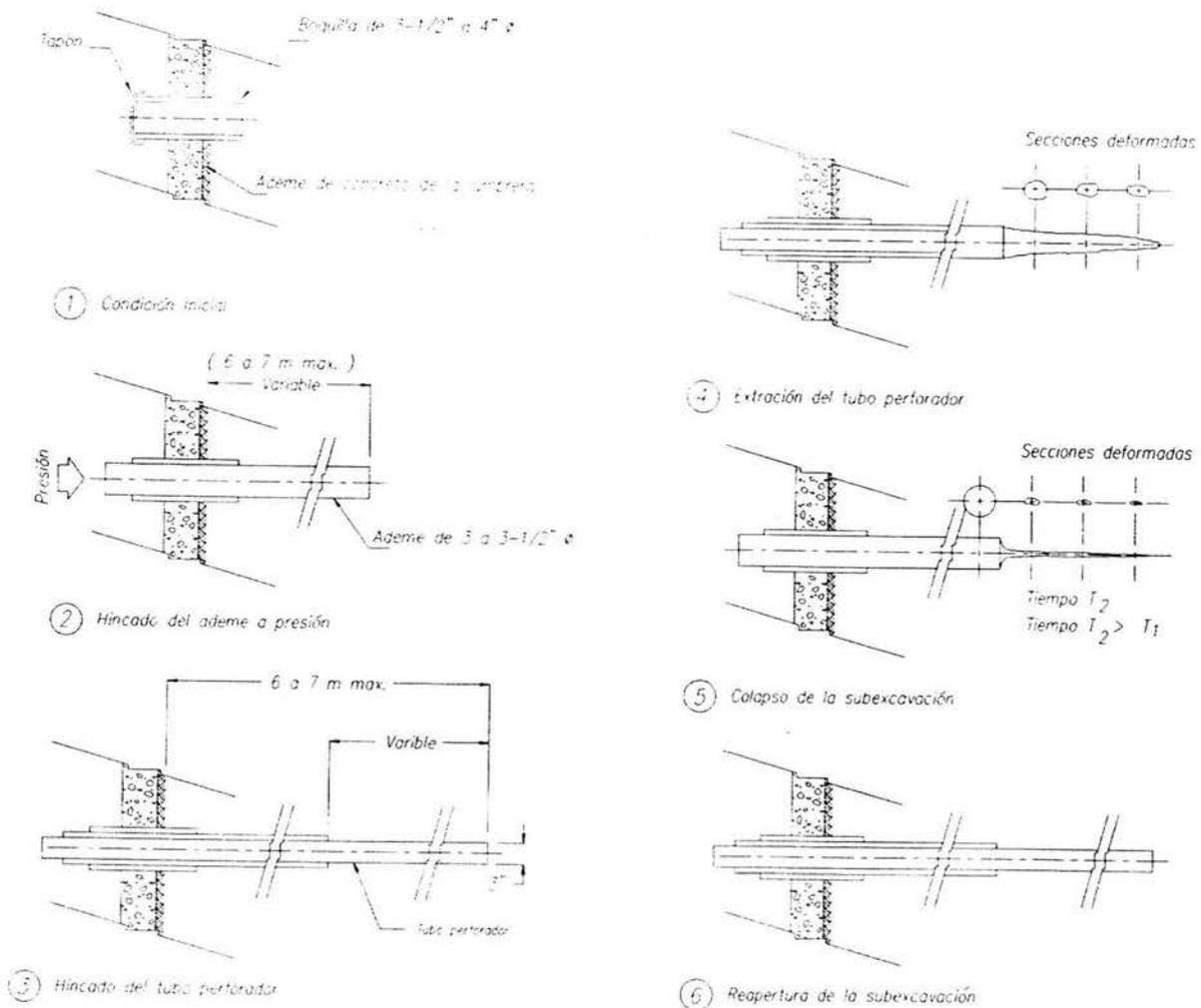


Fig. 4.4 Tubo subexcavador y secuencia de hincado

Medición de plomos. La evaluación de la verticalidad en la estructura se determinó mediante la instalación de plomadas en todas las columnas y su monitoreo durante el proceso de subexcavación permitió observar el movimiento de la estructura como cuerpo rígido; por otra parte manifestaron una corrección generalizada hacia el norte con una pequeña tendencia hacia el poniente, resultado de la torsión inducida y desarrollada durante el proceso.

Medidas de convergencia. Para definir posibles distorsiones de la estructura en el sentido transversal debidas a los trabajos de subexcavación, se colocaron puntos y secciones de

convergencia en los entrejes. Las mediciones realizadas acusaron diferencias máximas entre lecturas, inferiores a 1 mm; concluyendo que la estructura conservó sus ángulos interiores.

Evaluación de fisuras. Previamente al inicio del proceso de subexcavación se realizó un levantamiento de fisuras en la estructura, colocando en ellas testigos de yeso para su monitoreo; sin embargo, en ninguno de los testigos se registro movimientos o desplazamientos entre sus lados.

Rotación transversal. El ángulo de rotación transversal inducido a la estructura mediante la subexcavación se calculó a partir de la diferencia de 5 cm entre los dos ejes laterales separados 9.4 m, el máximo ángulo de giro resultó de 0.3 grados.

Volumen de suelo subexcavado. Durante los trabajos de subexcavación, la variación del volumen de suelo subexcavado permitió observar que para la etapa de movimiento como cuerpo rígido, los volúmenes extraídos por cada lumbrera fueron prácticamente iguales, de 5 m³ para cada una. En la etapa correspondiente a la distorsión angular se extrajo arcilla principalmente de la lumbrera 3, un volumen de 12 m³.

Volumen subexcavado vs asentamiento-desplome. La variación de los hundimientos con respecto al volumen acumulado de subexcavación para tres ejes transversales representativos de los valores, máximos, medios y mínimos se obtuvieron en los ejes 1, 4 y 7, respectivamente; para ello se llevó un registro donde se observó que la velocidad de desplazamientos verticales se incrementa de acuerdo con el volumen de suelo subexcavado. La velocidad de hundimiento máxima alcanzada fue de 0.45 mm/día para un volumen de extracción de material de 0.29 m³/día. Por otra parte, la variación de las plomadas respecto al volumen de subexcavación acumulado para un eje trasversal se tuvo en el eje 4, observándose que la velocidad de desplazamiento de las plomadas se incrementa al aumentar el volumen de suelo extraído. La velocidad promedio corresponde a la generada entre los ejes A y B.

Gasto de bombeo. El sistema de bombeo inició su operación a principios de agosto de 1990 y se retiró a mediados de junio de 1991, teniéndose dos puntas eyectoras por lumbrera, la variación del gasto fluctuó entre 0.75 y 1.50 lts/seg.

Cálculo teórico de asentamientos. Para evaluar los hundimientos teóricos inducidos por la subexcavación se utilizaron los métodos propuestos independientemente por los Doctores Jesús Alberro y Enrique Tamez; ambos métodos se aplican para determinar los hundimientos superficiales provocados por la construcción de un túnel dentro de una masa de suelo blando.

Método de Alberro. El procedimiento de cálculo se fundamenta en la teoría del medio continuo y define los desplazamientos que induce en la masa de suelo la construcción de un túnel en su rango plástico tridimensional. El procedimiento primeramente resuelve el caso de un túnel circular excavado en un medio infinito y posteriormente, introduce dos funciones coercitivas para considerar el efecto de frontera de la superficie libre del terreno (Fig. 4.5).

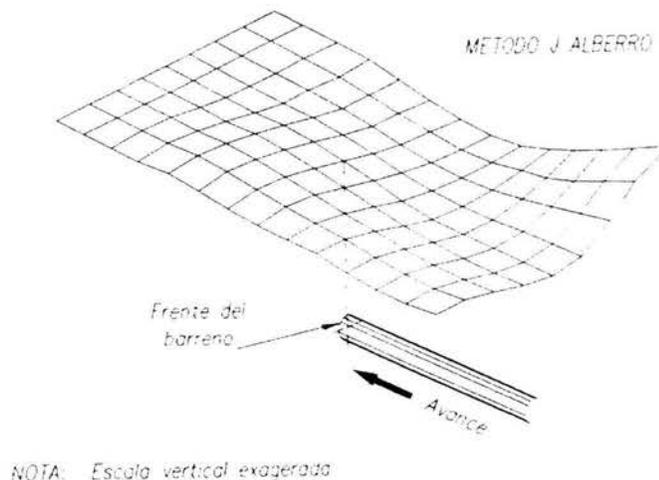


Fig. 4.5 Campo de desplazamientos verticales de acuerdo al método de J. Alberro

Método de Tamez. Este método se basa en proponer un campo de desplazamientos superficiales mediante análisis geométricos de los asentamientos observados durante la construcción de túneles en la ciudad de México, a través de igualar el volumen de asentamientos superficiales con el del suelo que se desplaza hacia el interior del túnel. En la dirección longitudinal el efecto de la subexcavación se manifiesta adelante del frente a partir de un punto definido como A, que se

localiza a una distancia aproximadamente igual a la profundidad H_0 del túnel. En el punto O, ubicado sobre la vertical que pasa por el frente, se produce un asentamiento λ_0 , que es del orden de 20 a 40% del valor total λ_m . Este valor máximo se desarrolla a una distancia de cinco a siete diámetros atrás del frente, definido como punto P (Fig. 4.6).

La configuración transversal de los asentamientos es una curva simétrica que se extiende a ambos lados del eje del túnel, hasta una distancia aproximada $H + D/2$. El valor máximo λ_m se presenta en la vertical que pasa por el eje del túnel.

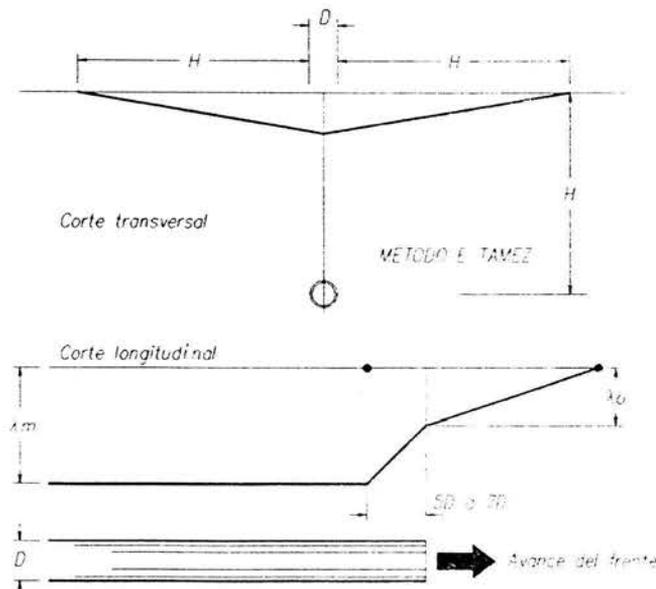


Fig. 4.6 Campo de desplazamientos verticales de acuerdo al método de E. Tamez

Comparación de resultados. Con el método de Alberro la solución indica que la influencia de la excavación de un túnel se manifiesta a través de deformaciones significativas dentro de la masa de suelo, hasta una distancia medida desde el frente igual a dos veces su profundidad. Sin embargo, los valores que mejor se apegan a los medidos corresponden a una influencia de una y media veces la profundidad (Fig. 4.7a).

Con el método de Tamez se determinó que en el campo de desplazamientos que mejor reproduce los hundimientos medidos, el asentamiento del punto en la superficie de la vertical que pasa por

el frente del túnel, punto O es igual al 60% del valor máximo λ_m ; y que la influencia hacia delante del frente del túnel es de dos veces la profundidad (Fig. 4.7b).

La calidad de las precisiones probablemente mejoraría incorporando la rigidez de la estructura como parámetro del método analítico, aunque algunas diferencias entre los desplazamientos calculados y medidos durante la evolución del proceso de subexcavación se pueden explicar al aceptar que la resistencia y la rigidez del suelo que circunda a las subexcavaciones se modifican durante el proceso. Otras pueden atribuirse a que los análisis de cómputo no simulan en todos sus detalles el procedimiento de subexcavación.

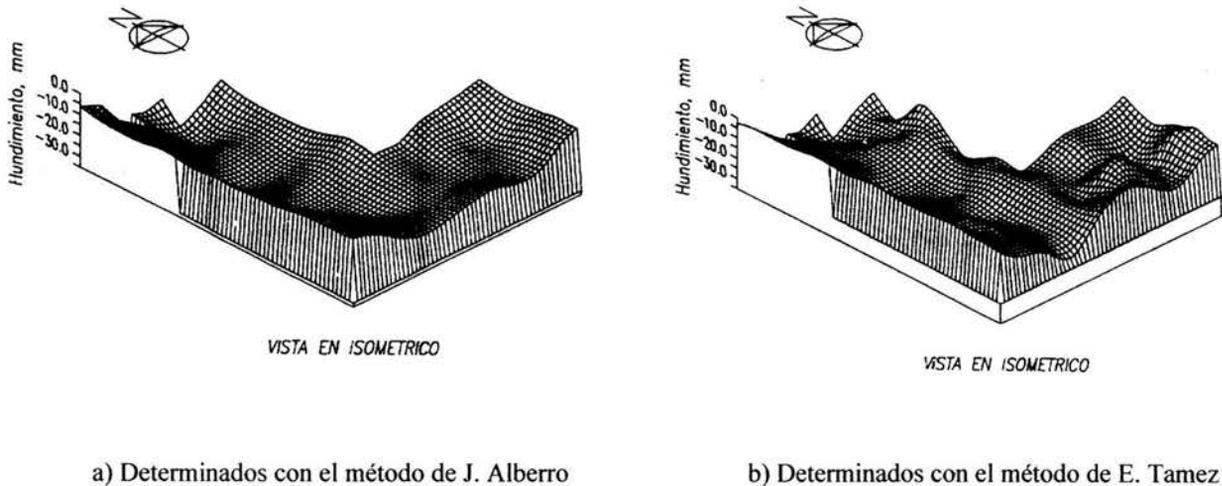


Fig. 4.7 Comparación de asentamientos entre los métodos de análisis correspondientes al nivel de apoyo del pedraplén con el terreno

Conclusiones de la prueba

Las conclusiones derivadas de la subexcavación experimental llevada a cabo en el templo de San Antonio Abad fueron las siguientes:

- Se demostró la factibilidad de construir lumbreras y realizar perforaciones horizontales para subexcavar, induciendo desplazamientos verticales controlables a la estructura.

- La velocidad de deformación media alcanzada con el procedimiento de subexcavación fue de 13 mm/mes, es decir, superior a la necesaria para igualar la velocidad de hundimiento diferencial máxima de 1.4 mm/mes, registrada en la Catedral y el Sagrario.
- Mediante esta técnica se logró el objetivo de generar desplazamientos verticales diferenciales en la superficie del terreno, a fin de generar el descenso transversal de la estructura como cuerpo rígido.
- El cese de los asentamientos de la estructura después del frenado inducido con lodo bentonítico y el paro natural al término del experimento ocurrió una semana después.

4.2 Catedral Metropolitana (Ref's. 6 y 7)

De manera muy resumida, la construcción de la Catedral Metropolitana se inició en 1573, por el ábside, se continuó con las bóvedas, las cuales se concluyeron en 1667, la portada se terminó en 1672, finalmente las torres en 1792; se le realizaron modificaciones, básicamente a la cúpula y se realizaron adaptaciones de ornamentos, concluyéndose en 1813. Una cronología de la construcción y de las estructuras del conjunto se presenta en la Fig. 4.8.

Estructuración de la Catedral. La Catedral es un templo de cinco naves: las dos laterales extremas divididas en pequeñas capillas por gruesos muros de mampostería, dos naves procesionales y la central limitadas por las columnas de sillares. La portentosa ingeniería con que fue concebida la Catedral permite un trabajo de conjunto, por lo que se puede describir como una estructura de gravedad en la que las fuerzas de empujes horizontales son resistidas por los muros laterales. Dicha solución hizo posible que resistiera una intensa actividad sísmica, dos grandes inundaciones y deformaciones diferenciales enormes; sin embargo, ha sobrevivido gracias al continuo mantenimiento iniciado prácticamente desde que se concluyeron las bóvedas en 1667.

Características generales de la cimentación de la Catedral. En el año 1573, el alarife mayor Claudio de Arciniegas inició la construcción, con un conocimiento empírico referente a las deformabilidad de los suelos blandos lacustres del Valle de México; seguramente basado en las

experiencias aztecas en la construcción de sus grandes obras. El trabajo de cimentar esta grandiosa estructura lo llevó a la concepción de una cimentación muy compleja que a continuación se resume (Fig. 4.9). La estratigrafía del sitio se resume en la Fig. 4.10.

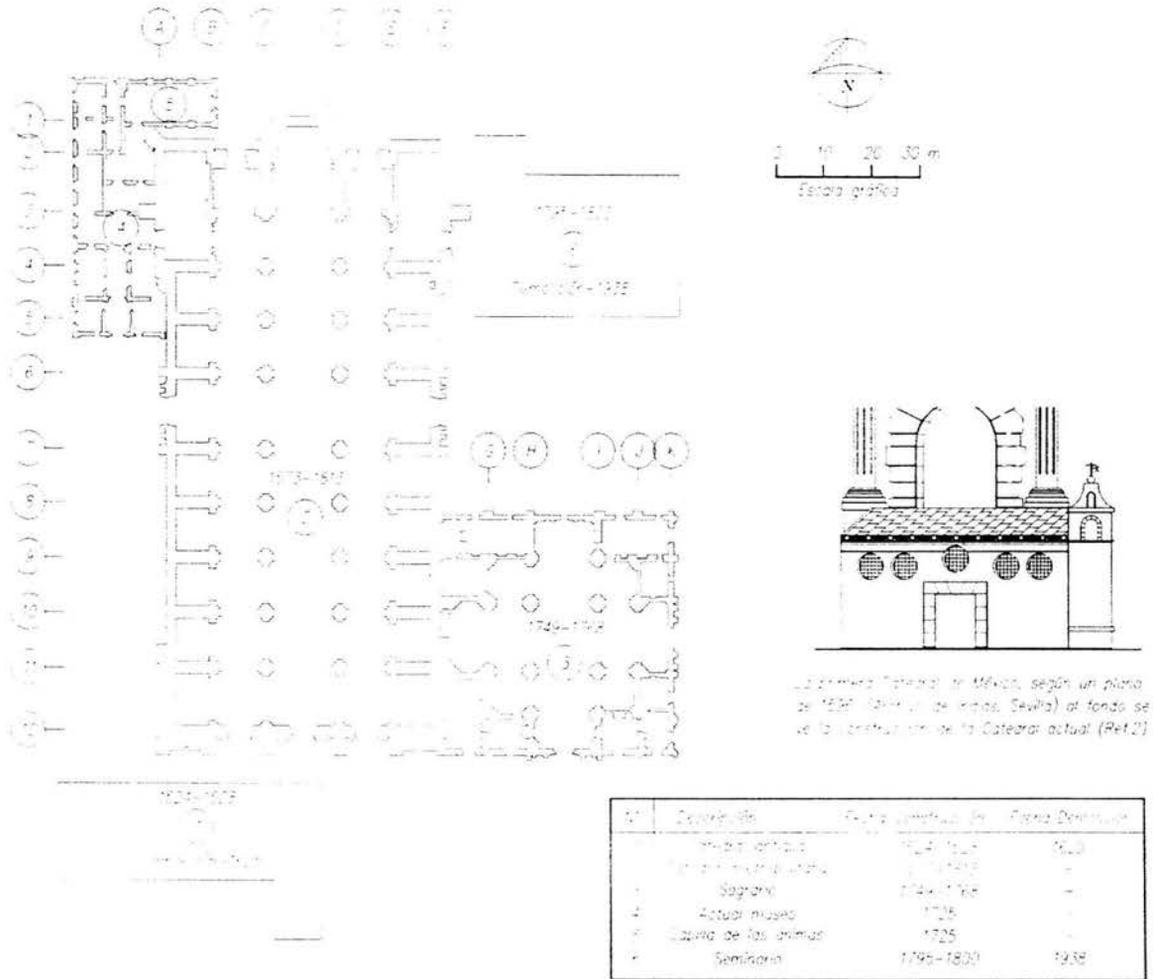


Fig. 4.8 Etapas de construcción de la Catedral

- a) Pilotes o estacones de madera de 0.20 a 0.25 m de diámetro y de 2.2 a 3.2 m de longitud dispuestos en una retícula de 0.6 x 0.6 m; cuya función seguramente fue la de minimizar o eliminar las deformaciones de los suelos blandos superficiales.

- b) Un firme de mortero constituido por cal y arena de 0.3 m de espesor, colocado sobre una delgada capa de carbón vegetal, cuya función hasta la fecha no se ha podido precisar. El firme recibió a los pilotes y funcionó como una transición al pedraplén construido para distribuir las cargas.
- c) Un pedraplén formado por mortero de cal y arena con roca basáltica y algo de tezontle; el espesor de éste pedraplén varía entre 0.9 y 2.0 m y en él se apoyan las contratraves. Sus cuatro esquinas tienen áreas de mayor espesor que hubieran permitido igual número de torres; sin embargo, sólo se construyeron las del lado sur.
- d) Finalmente, una retícula de contratraves de mampostería que reciben a los muros y las columnas en sus cruceros. Dichas contratraves son de 3.6 m de peralte y 2.0 m de ancho; el espacio entre éstas se relleno con tierra.

Estructuración del Sagrario. Presenta en planta una forma de cruz griega doblemente simétrica con cúpula en el crucero; las cuatro esquinas, apoyadas en muros, constituyen la parte más resistente de la estructura; su cúpula descansa en columnas de sillares. Cuando se erigió, la Catedral estaba prácticamente terminada, por lo que se adosó a su muro oriente y se comunicó.

Características generales de la cimentación del Sagrario. En 1749 el maestro mayor Lorenzo Rodríguez inició la construcción aprovechando la franja del pedraplén y estacones de la nave que no se llegó a construir. La cimentación faltante la completo de manera similar; sin embargo, los estacones en su mayoría fueron de 0.1 m de diámetro y 1.8 a 2.0 m de longitud. Por otra parte la calidad del pedraplén es inferior al de la Catedral; asimismo, de acuerdo con grabados de la época ahí se localizaba una estructura de dos niveles que fue demolida.

Hundimiento diferencial acumulado a enero de 1991. En la Catedral se distinguen dos zonas; la primera corresponde a la zona norte, ejes 1 a 6, las áreas laterales integradas por las naves procesionales y los muros de contrarresto, tienen una velocidad de asentamiento mayor que la parte central. La segunda es la definida por los ejes 6 a 12, se presenta una tendencia muy

marcada de hundimiento hacia el surponiente. El diferencial entre el ábside y la torre poniente era de 2.42 m y de 1.25 entre ambas torres.

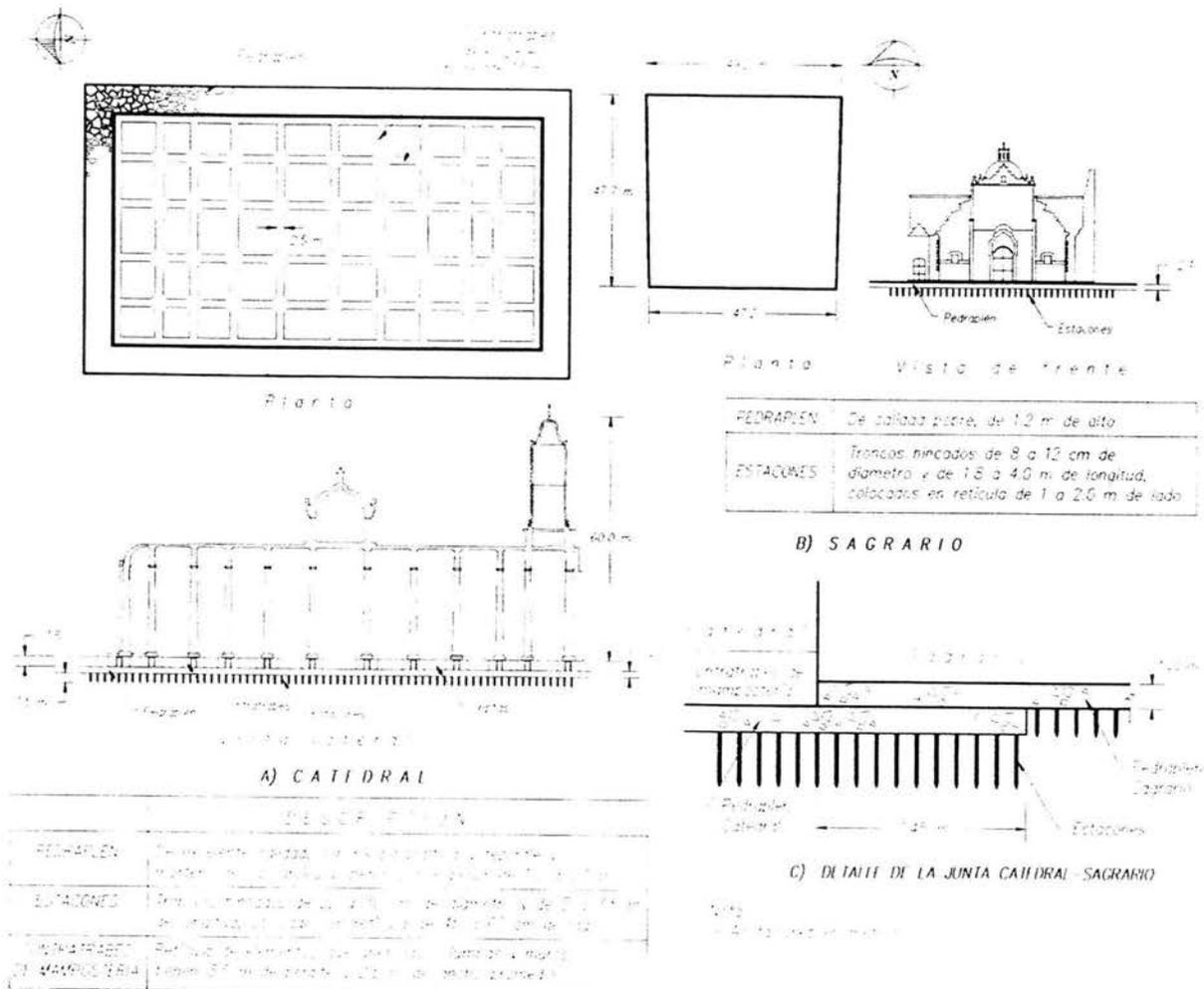
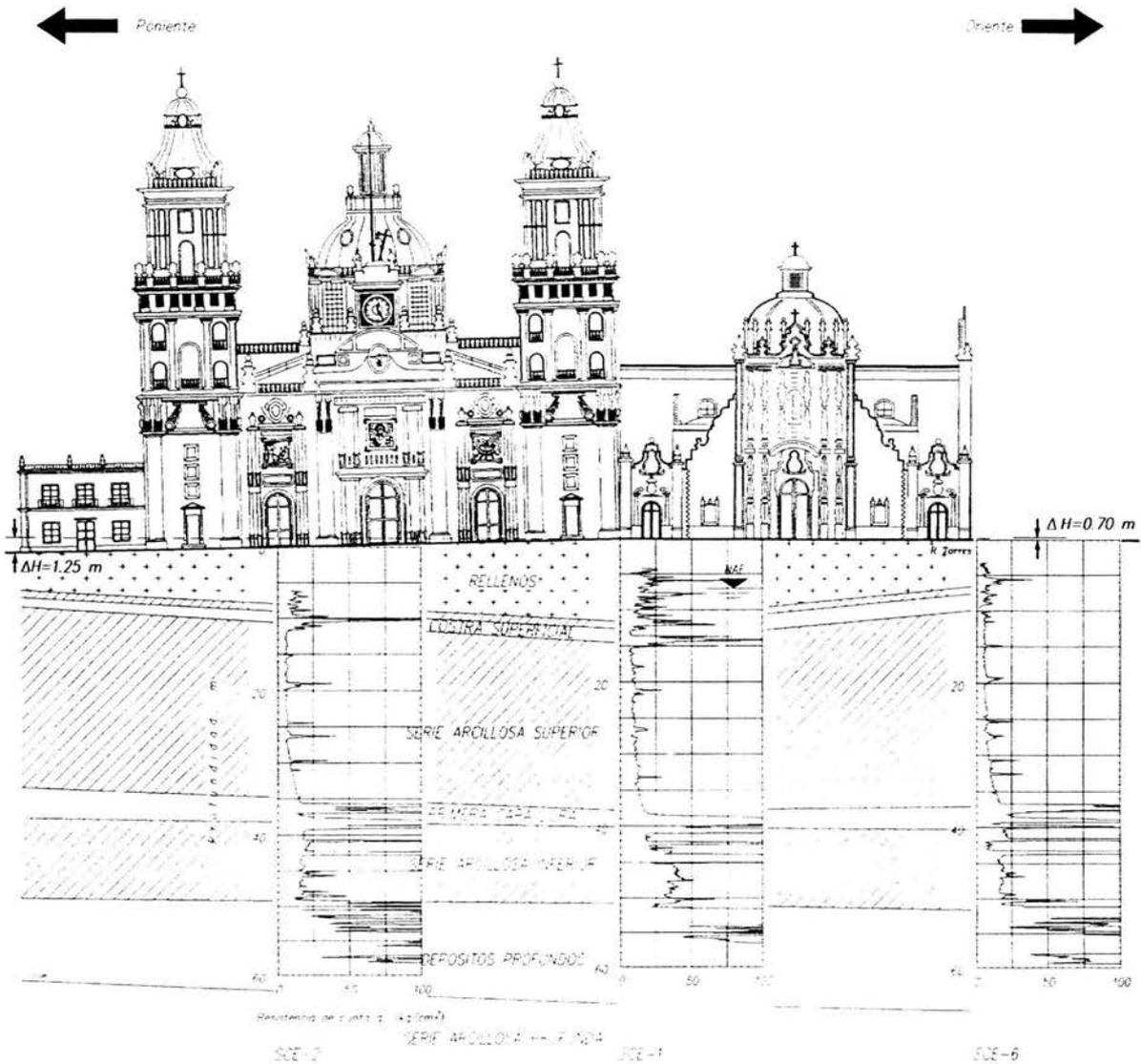


Fig. 4.9 Características de las cimentaciones

En el Sagrario se apreciaban movimientos diferenciales que han producido un efecto de “plato invertido”, donde el área central se hundía a menor velocidad que la periferia, siendo la esquina sureste la que presentaba mayor velocidad de asentamiento. El diferencial entre sus esquinas sureste y la torre oriente, con la cual colinda, era de 0.7 m.



Nota

— Los tres sondeos de cono eléctrico realizados al frente de la Catedral, muestran un perfil estratigráfico en el cual al centro se presenta mayor resistencia del suelo y menor hacia ambos lados. Esta situación ha provocado que la Catedral se incline hacia el Poniente y el Sagrario hacia el Oriente.

NAF Nivel freático

SCE Sondeo de cono eléctrico

Fig. 4.10 Estratigrafía del sitio

Número de lumbreras. Para definir el número de lumbreras, así como su localización en el procedimiento de subexcavación, se utilizaron los métodos de análisis de Alberro y de Tamez, resultando en ambos casos 30.

Asentamiento inducido por la excavación de lumbreras. El asentamiento medio a corto plazo determinado para cada zona considerando la excavación de todas las lumbreras, así como el sistema de bombeo necesario para su construcción y tomando en cuenta la rigidez de la cimentación, resultó igual a 2.0 cm. La distorsión angular entre las columnas inferior a 0.001.

Excavación de lumbreras. Se excavaron 30 lumbreras con una profundidad media de 20.0 m y 3.4 m de diámetro exterior. La excavación se realizó manualmente con la ayuda de rompedoras neumáticas para atravesar el pedraplén, y una vez demolido se instaló un sistema de bombeo formado por cuatro puntas eyectoras por lumbrera, cuya profundidad varió entre 20.0 y 26 m. La rezaga del material se llevó a cabo mediante un malacate de 2.0 ton de capacidad.

Conforme se profundizaba la excavación, en tramos de 1.0 m, se colocó un revestimiento primario de 7 cm de espesor de concreto lanzado $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$, reforzado con malla electrosoldada 6/6-10x10, así hasta alcanzar la profundidad de proyecto. Posteriormente, se construyó el revestimiento definitivo, consistente en un muro de concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ de 20 cm de espesor. Concluido el muro definitivo, se construyó la losa de fondo de 30 cm de espesor con concreto de la misma resistencia que el muro definitivo, dejando un hueco entre el desplante del cilindro y ésta, lo que permitió a la lumbrera seguir el hundimiento regional (Fig. 4.11).

Terminadas las lumbreras se continuó con instalaciones accesorias, tales como una escalera de caracol de 1.1 m de diámetro que llegó hasta 2.3 m sobre el nivel de piso de la lumbrera y una escalera marina (Fig. 4.12). Se instaló una base para soportar una unidad de potencia del equipo de subexcavación. Se colocaron boquillas para subexcavación, formadas por tubo de acero cédula 40, de 60 cm de longitud y 13 cm de diámetro interior, con un tapón de acero roscado o con pernos.

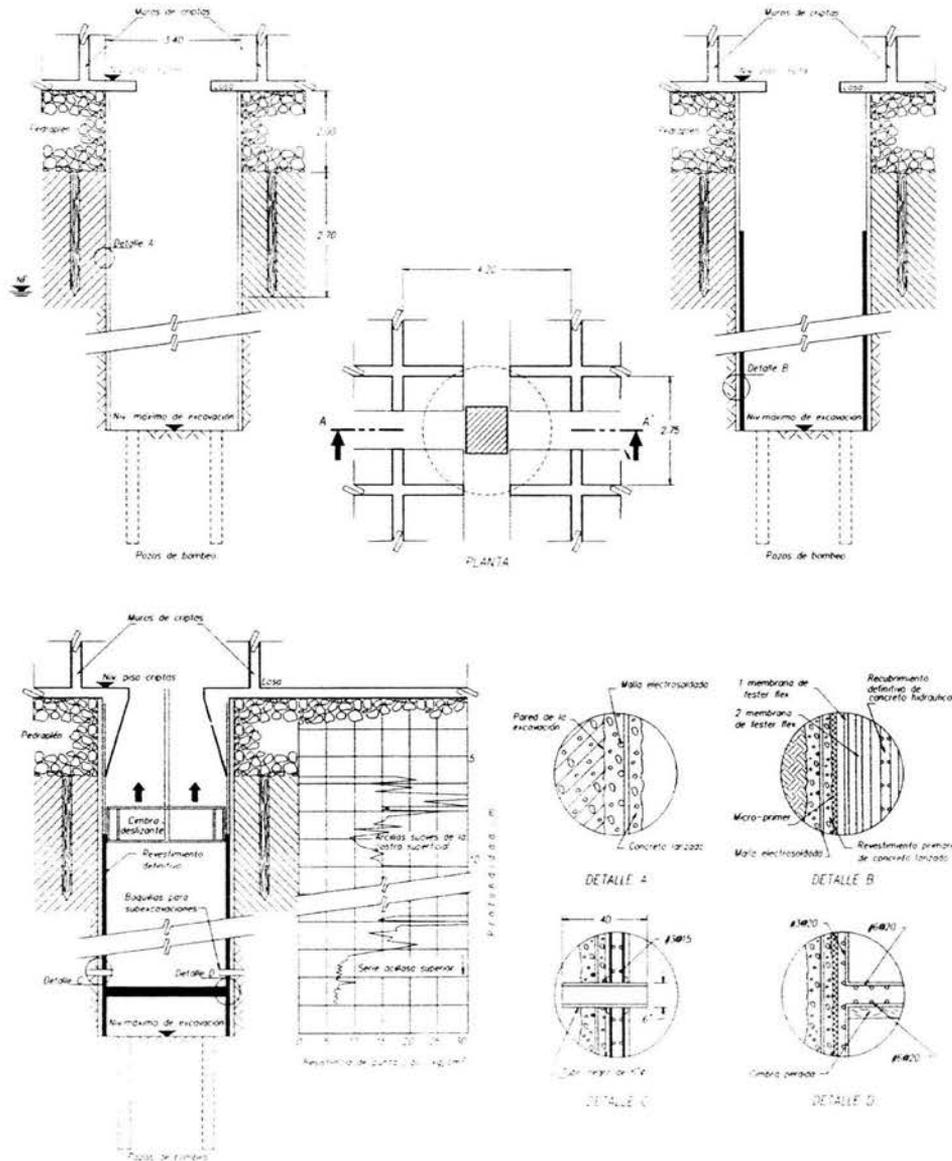


Fig. 4.11 Procedimiento constructivo de las lumbreras

Procedimiento de subexcavación. A través de cada una de las boquillas penetró el tubo subexcavador con el que se extraía lenta y controladamente el suelo; este tubo tenía 10 cm de diámetro y 1.0 m de longitud y se operó con barras de acero hasta 6.0 m de penetración, mediante un mesa, bomba eléctrica y gato (Fig. 4.13). Una vez alcanzada la longitud de proyecto se colocó la tapa de la boquilla y se continuó con la siguiente, mientras se iniciaba el proceso de cierre de la oquedad debido a la plastificación del suelo. Para verificar el cierre de la oquedad se utilizó un

escantillón que se introdujo a través de la boquilla; una vez que se cerraba la oquedad se procedió nuevamente a la extracción de material (Fig. 4.14). Cuando la plastificación del suelo demoraba el cierre se recurría a remoldeadores que aceleraban el proceso de plastificación de la oquedad.

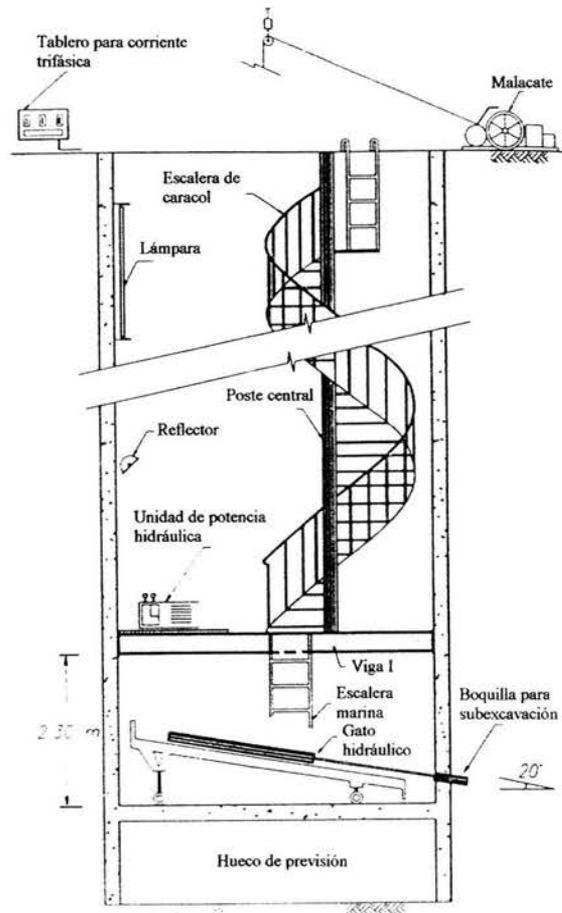


Fig. 4.12 Instalaciones complementarias de las lumbreras

Trabajos complementarios para reforzar la Capillas de las Animas y el Sagrario. Durante los estudios previos al desarrollo del proyecto, se observó la necesidad de recimentar la Capilla de las Ánimas, con la finalidad de aislar el campo de desplazamientos que se inducirían a la Catedral mediante la subexcavación. Para ello se determinó que la solución para dicha recimentación consistía en la colocación de pilotes de control con una funda deformable a lo largo de su fuste para eliminar los efectos de la fricción negativa, por lo que se instalaron 10 pilotes de control. Asimismo, con el objeto de reforzar la parte oriente del Sagrario, se instalaron 29 pilotes de control, siguiendo los mismos criterios constructivos para su colocación.

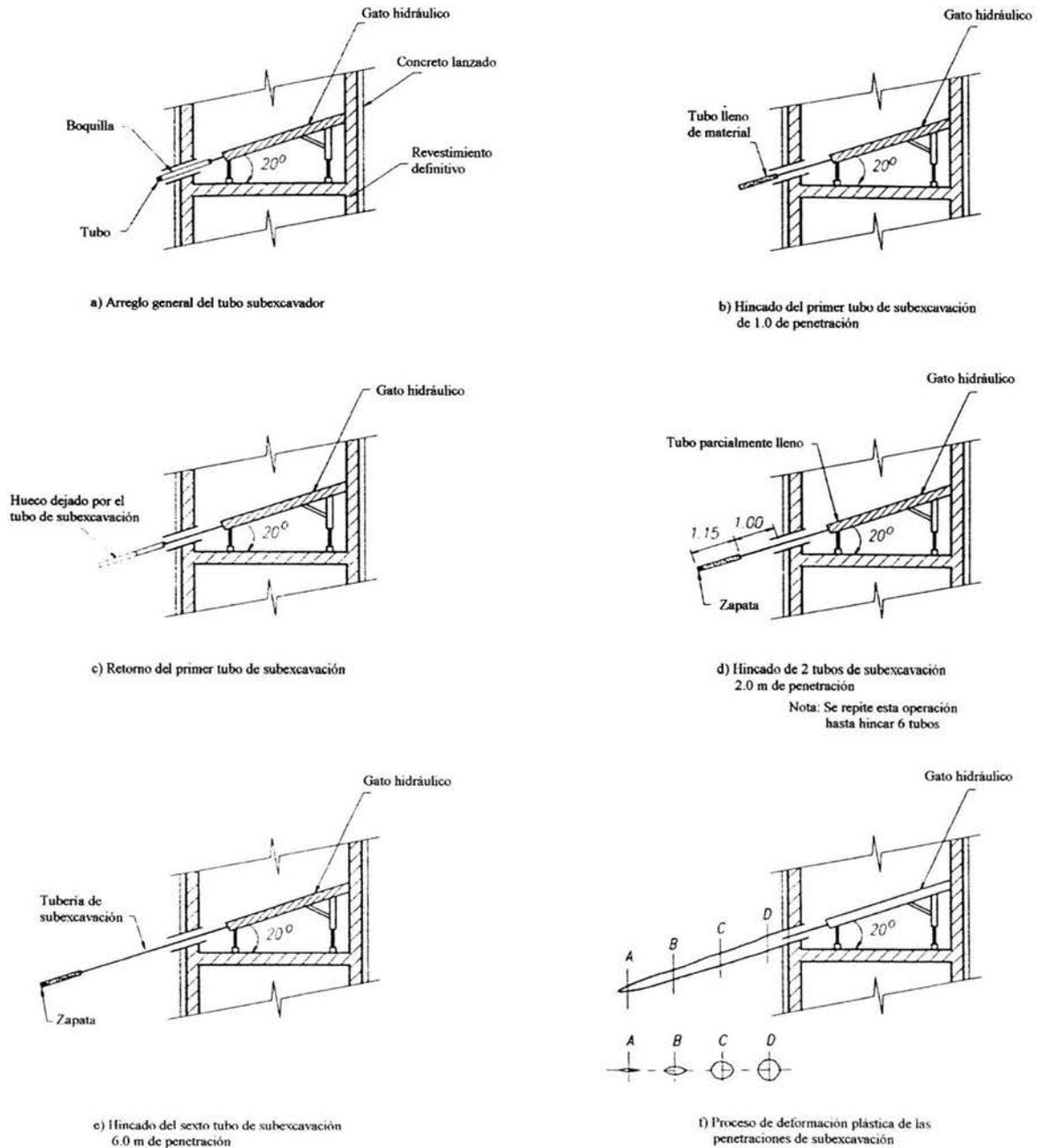


Fig. 4.13 Procedimiento de subexcavación

Por otra parte se observó la necesidad de manipular estos pilotes y los ya existentes de recimentaciones anteriores, para inducir desplazamientos diferenciales acordes con los movimientos que se indujeron con los trabajos de subexcavación.

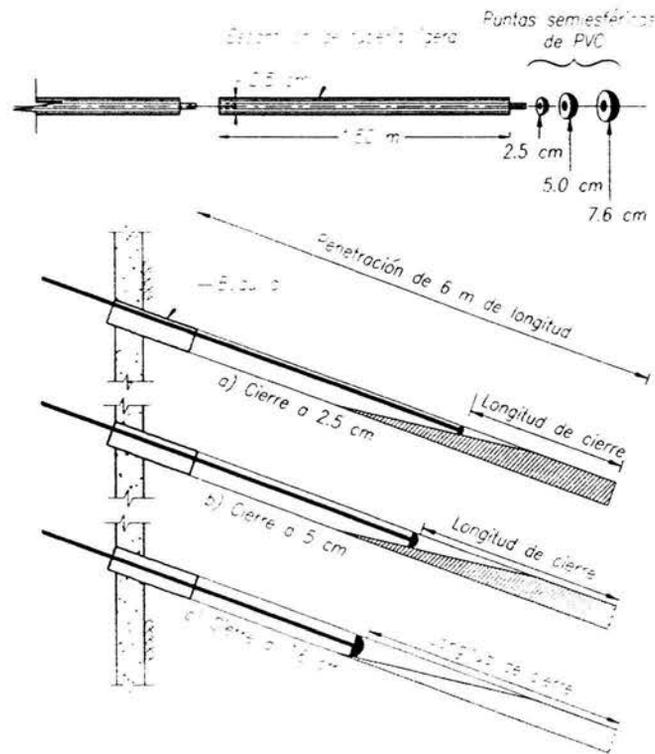


Fig. 4.14 Escantillón para medir el cierre de la subexcavación

Finalmente, después de iniciados los trabajos en 1993 y concluidos en 1998 (Fig. 4.15) se logró una corrección de 98 cm del hundimiento y geoméricamente el plomo en casi 25 grados (Fig. 4.16); para lo cual fue necesario extraer 4,800 m³ de suelo.

Como una segunda etapa y dado que el proceso de hundimiento de la Catedral no se detuvo, se decidió realizar inyecciones de mortero para reforzar el suelo bajo los cimientos y minimizar la deformación de los estratos de arcillas blandas de origen lacustre.

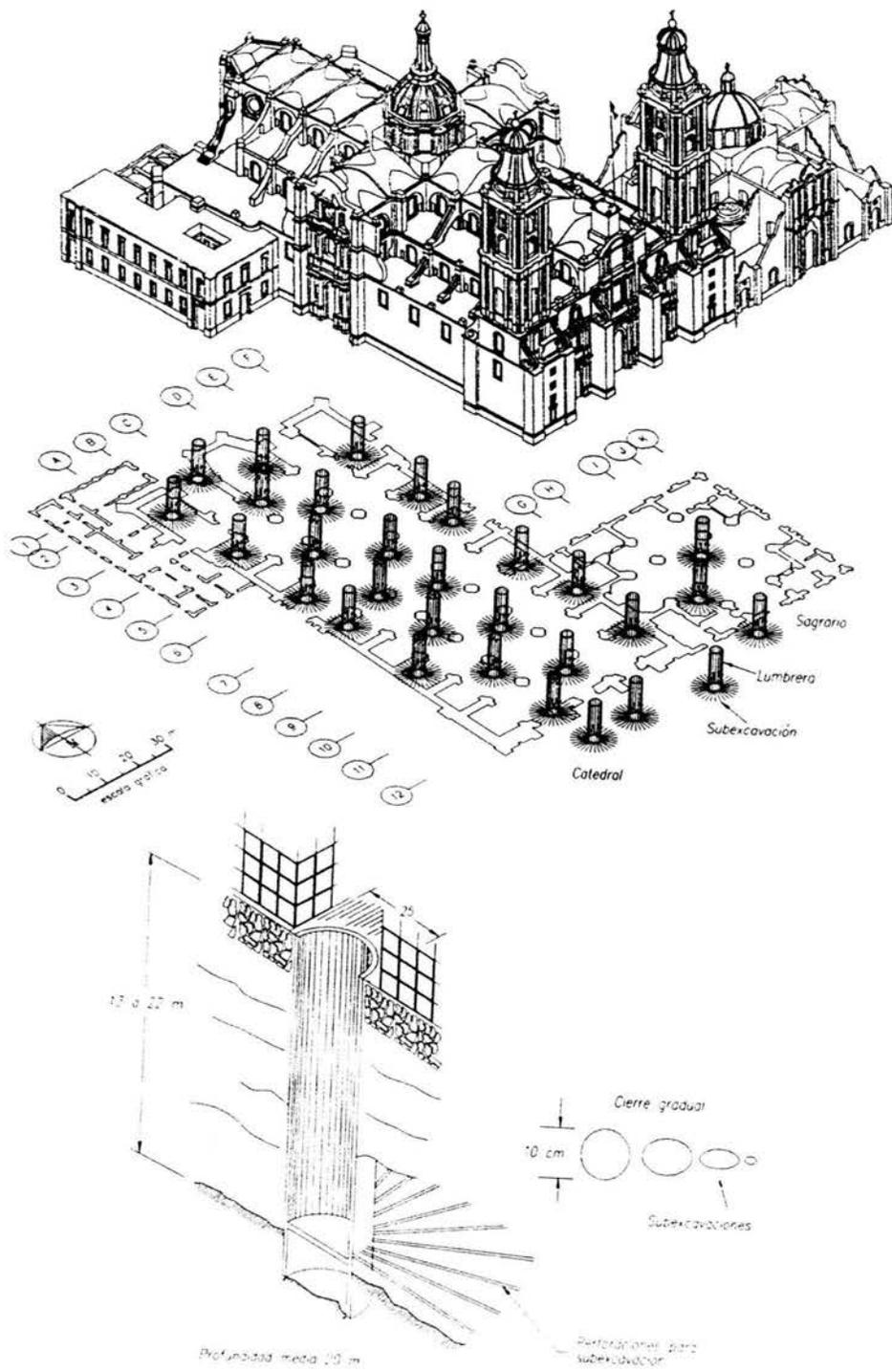


Fig. 4.15 Lumbreras y subexcavación realizada

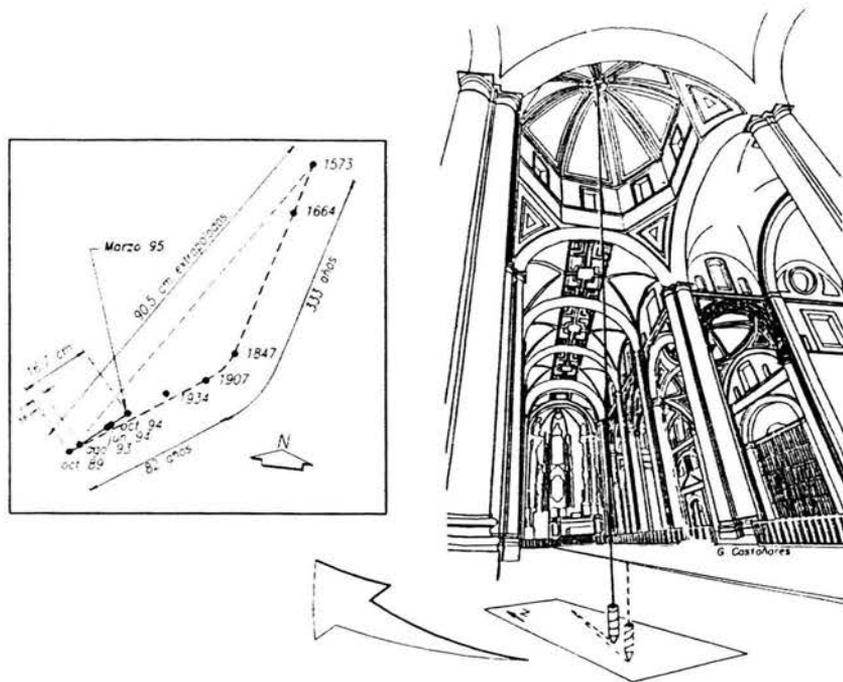


Fig. 4.16 Corrección inducida en la plomada de la cúpula

5. RENIVELACIÓN DE EDIFICIOS DE INTERÉS SOCIAL MEDIANTE EL MÉTODO DE SUBEXCAVACIÓN

A continuación se presenta la metodología para el análisis de estabilidad estática y sísmica durante la subexcavación, el procedimiento y los trabajos de instrumentación durante la ejecución de los trabajos. Dicha metodología se ejemplifica en tres diferentes casos en los que se aplicó esta técnica. El primero de ellos es un edificio de planta baja y tres niveles, el segundo trata la renivelación de 22 módulos de edificios de planta baja y dos niveles, finalmente; el tercer caso se refiere a dos módulos de edificios de planta baja y cuatro niveles.

El primer caso es el de un edificio que cuenta con planta baja y tres niveles que ocupa en planta una superficie de 143.075 m^2 , su cimentación está resuelta con un cajón de cimentación desplantado a 2.0 m de profundidad con respecto al nivel de terrenos existente y la superestructura está formada por muros carga y losas macizas. Este edificio se localiza en el Municipio de Tultitlán, Estado de México.

El segundo caso es el de 24 módulos que cuentan con planta baja y dos niveles, en arreglos de dos, cuatro y seis módulos; el área en planta de cada módulo es 245.27 m^2 , la cimentación consiste en una losa desplantada a 0.6 m de profundidad con respecto al nivel de terreno existente y su estructuración está resuelta con muros de carga y losas macizas. Estos edificios se localizan en el Municipio de Ecatepec de Morelos, Estado de México.

El tercer caso que se analiza corresponde a dos módulos de dos edificios cada uno que cuentan con planta baja y cuatro niveles, cuya superficie en planta de cada módulo es 269.56 m^2 , la cimentación de los módulos consiste en un cajón desplantado a 2.0 m de profundidad con respecto al nivel de piso existente y su estructuración está resuelta con muros de carga y losas aligeradas; éstos edificios se encuentran localizados en la Delegación Iztapalapa, en la ciudad de México.

5.1 Procedimiento

Como se menciona en el Capítulo 2 de este trabajo, como primer paso, se determinan las causas que dieron origen a la inclinación de la estructura mediante la ejecución de sondeos exploratorios, recorridos en la zona para definir la problemática particular del sitio, inspección de la estructura para precisar las condiciones previas a cualquier trabajo de renivelación, etc. Por otra parte, se revisa la cimentación, llevando a cabo los análisis correspondientes para establecer la existencia de cargas excéntricas, así como las condiciones de estabilidad estática y sísmica; adicionalmente se revisa la información existente de nivelaciones o lecturas de plomos en caso de que se cuente con ellas.

PRIMER CASO. Edificio de planta baja y tres niveles

Características del edificio. Se trata de un edificio se localiza en parte norte de la cuenca del Valle de México, en el Municipio de Tultitlán, Estado de México. La cimentación de la estructura es un cajón de cimentación desplantado a 2.0 m de profundidad con respecto al nivel de terreno existente y cuenta con planta baja y tres niveles, la estructuración del edificio está resuelta con muros de carga y losas macizas. Es preciso comentar que este edificio forma parte de un conjunto habitacional de más de 20 estructuras y es el único que presentó una inclinación.

Condiciones del edificio. Este inmueble presentó un hundimiento diferencial de 29.9 cm al sur (sentido largo) y entre 0.3 y 1.0 cm en la dirección oriente-poniente. De la inspección realizada al inmueble se estableció que los muros, losas y cajón de cimentación se encontraban en buen estado, el desarrollo incipiente de grietas se manifestó en las losas del último nivel. Asimismo, se observó que hacia el sur del edificio se localiza una línea de drenaje.

Estratigrafía del sitio. En el estudio geotécnico original fue definida la siguiente columna estratigráfica (Fig. 5.1):

De 0.0 a 1.2 m se tiene la costra superficial formada por limos arenosos de baja compresibilidad y consistencia rígida.

De 1.2 a 5.4 m existen arcillas de alta compresibilidad y consistencia baja.

De 5.4 a 13.2 m se localiza un limo arcilloso de baja compresibilidad y de consistencia rígida, con un estrato de vidrio volcánico en la parte inferior.

De 13.2 a 15.6 m arcillas de alta compresibilidad y baja consistencia.

De 15.6 a 21.5 m se tiene limos arcillosos de baja compresibilidad, de consistencia rígida a muy rígida.

Nivel freático. El nivel freático se localizó a 15.6 m de profundidad con respecto al nivel de terreno existente.

De acuerdo a la estratigrafía encontrada se determinó que el sitio se localiza en una zona de transición, esto debido a los espesores de arcillas lacustres de baja consistencia que resultan del orden de 15 m.

Trabajos de campo. Tomando en cuenta que hacia donde se desarrollo el hundimiento diferencial existe un tubo de drenaje, se excavaron 4 pozos a cielo abierto a 2.0 m de profundidad cada uno, distribuidos como sigue: PCA-1 al centro de los pozos de visita de la línea de drenaje situada al sur del inmueble; PCA-2 en la esquina surponiente del edificio; PCA-3 al centro del costado poniente; y el PCA-4 en el vértice norponiente. Además de precisar la estratigrafía superficial y detectar la presencia de rellenos, se descubrió una fuga en la línea de drenaje, situada prácticamente al centro en la proyección del edificio.

Reconocimiento del edificio. Se inspeccionaron las celdas del cajón de cimentación a fin de localizar fisuras; y los pozos a cielo abierto para determinar la profundidad de desplante del cajón, funcionamiento del sistema de drenaje y de las tuberías de agua potable.

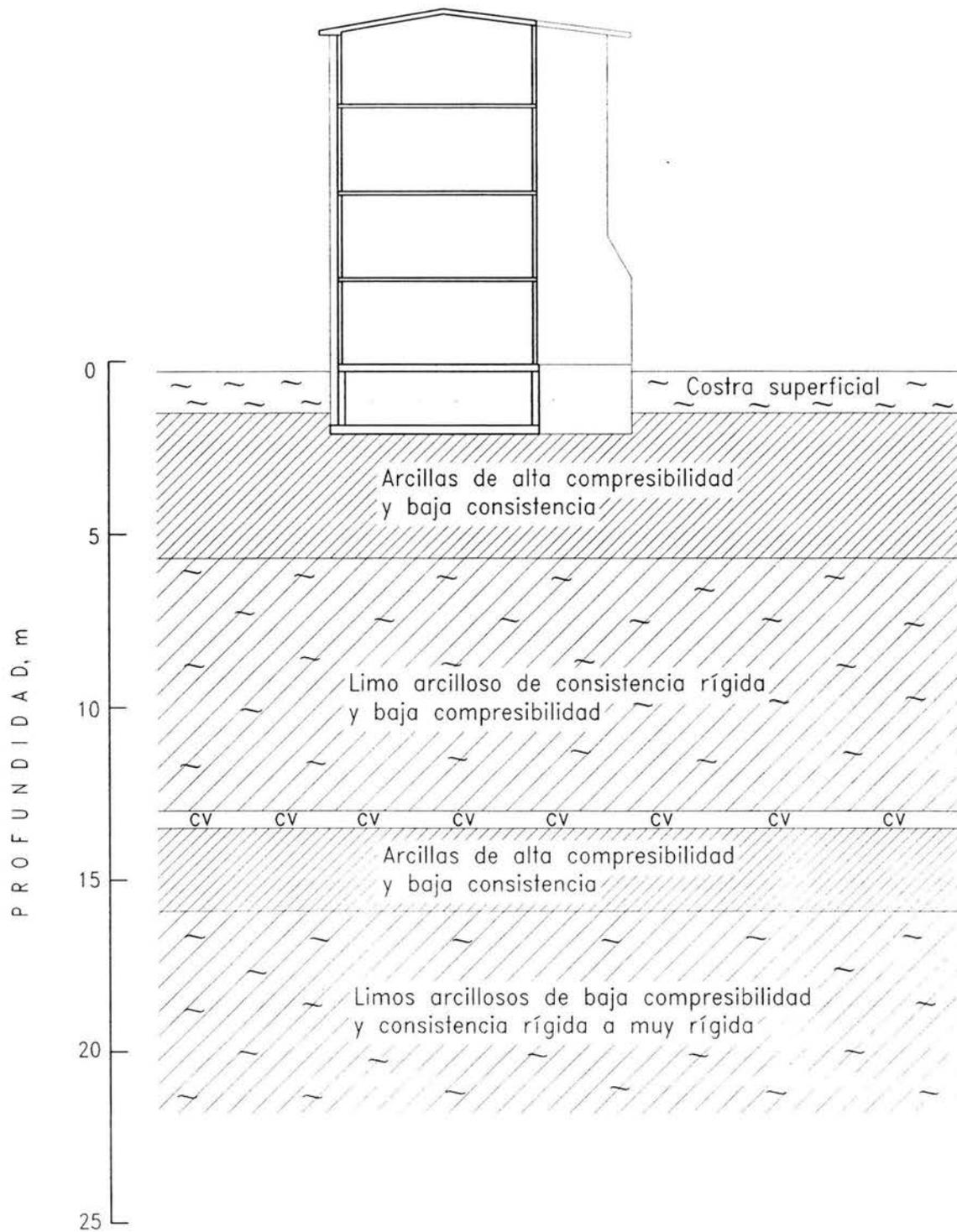


Fig. 5.1 Perfil estratigráfico

Resultados de la inspección. El cajón de cimentación está desplantado a 2.0 m de profundidad en las arcillas compresibles. Se detectó en la línea de drenaje al sur del inmueble, varias fugas, situadas muy cerca del centro de la tubería que une los pozos de visita.

Cajón de cimentación. Al inspeccionar las celdas del cajón de cimentación, no se encontraron grietas en las contratrabes, ni en las losas de fondo y planta baja; por otra parte están exentas de agua.

Línea de drenaje. La línea que se ubica a 4.0 m al sur del citado edificio presentó tres condiciones que desarrollaron el problema: 1) se encontraba deformada, con hundimientos al centro del tramo comprendido entre los pozos de visita, coincidente con la parte media del edificio; 2) esta deformación provocó la presencia de azolves al centro del tramo de tubería; y 3) existen ligeras fugas.

La falta del desazolve de la línea indujo la acumulación de sólidos y agua, lo que provocó el hundimiento de la porción central de la línea, y con ello la pérdida de la pendiente de escurrimiento; este problema se agravó con el paso del tiempo, aumentándose los movimientos verticales. A su vez los asentamientos de la línea produjeron la abertura de fisuras por tensión en las juntas de los tubos, teniendo como consecuencia las fugas de agua, que también acrecentaron los hundimientos.

Asentamiento del edificio. Tomando en cuenta que el edificio tenía 4 años de construido y que las filtraciones de agua hacia la arcilla blanda de alta compresibilidad (1.2 a 5.4 m de profundidad) se presentaron durante más de un año, se generó su reblandecimiento y disminución de resistencia, provocando mayores desplazamientos verticales hacia esa zona. Los sismos que ocurrieron en el período de infiltración de agua, pudieron incrementar los asentamientos, pues hacia esa zona el terreno presenta una mayor deformabilidad que en el resto de la masa de suelo.

El inmueble se desplazó verticalmente como cuerpo rígido sin presentarse grietas, únicamente existen fisuras muy ligeras en la losa de entrepiso del último nivel.

Unidad habitacional. Si bien existen indicios de asentamientos de varios inmuebles de la Unidad, estos son hundimientos totales, que están dentro de los rangos tolerados por las Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones del D F.

Condiciones de estabilidad de edificio. Las condiciones del edificio antes del inicio de cualquier trabajo eran: distorsión angular de 0.015, mayor al 0.002 que limita el reglamento de construcciones para este tipo de estructuras; sin embargo no se presentaba variación en los ángulos interiores de muros; inclinación del 1.49%, superior al máximo que debería ser de 0.76%, es decir, una inclinación de 15.0 cm, de acuerdo a su altura.

Propuestas para la renivelación de la estructura. Como una primera alternativa para recuperar la verticalidad de la estructura, se propuso la colocación de un lastre formado por costaleras rellenas de arena, colocadas en algunas de las celdas del cajón de cimentación, así como en la parte exterior, junto a la parte norte del edificio. Sin embargo, al realizar los análisis de asentamientos se observó que el hundimiento efectivo para corregir la inclinación sería inferior a 10 cm; asimismo, una vez que se retirará el lastre, el suelo experimentaría una expansión por la relajación de esfuerzos, traduciéndose en expansiones del orden de 75% del valor del asentamiento generado; por otra parte, el tiempo requerido para lograr los asentamientos efectivos de corrección tomarían alrededor de un año. Por tal razón, ésta opción no resultó atractiva para recuperar la verticalidad del inmueble dados los tiempos y magnitudes de corrección.

La segunda alterativa para corregir la inclinación fue la técnica de subexcavación, retirando suelo bajo la zona alta del edificio para que de manera lenta y controlada se alcanzara la verticalidad del inmueble. Ésta solución presentó la ventaja de poder realizar los trabajos con el inmueble ocupado.

Recimentación. Tomando en cuenta que el problema de desplomo del inmueble está asociado con una fuga de la línea drenaje (situación eventual), que las condiciones estratigráficas son regulares en la zona, y que el cajón de cimentación cumple correctamente con los márgenes de seguridad exigidos por el reglamento de construcciones del Distrito Federal, se consideró que una

recimentación profunda era innecesaria, además de muy costosa si se compara con el costo de la vivienda.

Análisis realizados

Para poder realizar los trabajos de subexcavación fue necesario realizar la revisión de la cimentación, es decir, que se revisó que la solución de cimentación cumpliera con lo marcado en las Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones del D F. Dichos análisis se presentan enseguida.

Esfuerzo de contacto. El esfuerzo de contacto es la correspondiente a la carga estática que transmite la estructura y de acuerdo a la estructuración del inmueble es del orden de 4.6 ton/m², incluyendo la cimentación.

Esfuerzo de compensación. El esfuerzo de compensación es el que resulta al realizar la excavación que alojará al cajón y se calculó como sigue:

$$P_c = \gamma D_f \quad (5.1)$$

donde:

γ peso volumétrico del suelo excavado, 1.20 ton/m³

D_f profundidad de desplante, 2.0 m

Sustituyendo los valores correspondientes resulta un esfuerzo de compensación de 2.40 ton/m².

Esfuerzo neto. El esfuerzo neto es el que resulta de la diferencia entre el esfuerzo de contacto y el esfuerzo de compensación, calculado como sigue:

$$\omega = w - P_c \quad (5.2)$$

donde:

w esfuerzo de contacto, 4.60 ton/m²
las demás literales ya fueron definidas

Al sustituir los valores correspondientes, el esfuerzo neto transmitido a la masa de suelo es de 2.20 ton/m².

Capacidad de carga admisible. La capacidad de carga admisible se calculó mediante la siguiente expresión:

$$q_a = \frac{c N_c}{FS} + \gamma D_f \quad (5.3)$$

con

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right) \quad (5.4)$$

donde:

c parámetro de cohesión media en la superficie de falla, 5.0 ton/m²
N_c factor de capacidad de carga de Skempton, 5.95
FS factor de seguridad de 3 y 2, para condiciones estáticas y dinámicas, respectivamente
B ancho medio de la cimentación, 7.15 m
L largo medio de la cimentación, 20.10 m
las demás literales ya fueron definidas

Al sustituir los valores correspondientes, la capacidad de carga admisible resulta de 12.30 y 17.30 ton/m², en condiciones estáticas y dinámicas, respectivamente.

Momento de volteo sísmico. El momento de volteo sísmico se calculó utilizando el método simplificado, resultando igual a 762.65 ton-m.

Incremento de esfuerzos por sismo. El incremento de esfuerzos debidos al sismo se calculó mediante la siguiente ecuación:

$$\Delta\omega = M_v \left(\frac{x_i}{I_y} + \frac{0.3 y_i}{I_x} \right) \quad (5.5)$$

donde:

M_v momento de volteo sísmico, 762.65 ton-m

x_i, y_i distancia del centroide de cimentación a la esquina más alejada en sentido corto y largo, 4.98 y 4.30 m, respectivamente

I_x, I_y momento de inercia en sentido largo y corto, 4,114.90 y 735.20 m⁴, respectivamente

Sustituyendo los valores correspondientes resulta un incremento de esfuerzos sísmico máximo de 5.40 ton/m².

Condiciones dinámicas. Se verifica el factor de seguridad en condiciones dinámicas mediante la siguiente expresión:

$$FS = \frac{q_u}{w + \Delta\omega - P_c} \quad (5.6)$$

donde:

q_u capacidad de carga última del suelo de sustentación, 29.70 ton/m²
las demás literales ya fueron definidas

Al sustituir los valores correspondientes en la expresión, resulta un factor de seguridad superior a 2 que es el mínimo recomendado.

Giro máximo de la cimentación. El giro máximo que presentará la cimentación durante un evento sísmico se calculó mediante la siguiente expresión:

$$\theta_{\max} = \frac{3}{\pi} \frac{M_v}{(0.5B)^2 L E} \quad (5.7)$$

donde:

E módulo de elasticidad del suelo, 650.0 ton/m²
las demás literales ya fueron definidas

Sustituyendo los valores correspondientes, el giro máximo de la cimentación resulta igual a 0.0044, que inducirá una deformación del orden de 1.6 cm en la orilla, resultando una deformación plástica de 0.8 cm.

Revisión según el Reglamento de construcciones del Distrito Federal. De acuerdo con lo estipulado en el Reglamento de construcciones del Distrito Federal, para garantizar la estabilidad de la cimentación, se debe cumplir la siguiente desigualdad:

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A} \leq c N_c F_R + p_v \quad (5.8)$$

con:

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right) \quad (5.9)$$

donde:

- Q sumatoria de cargas a nivel de cimentación, 658.15 ton
- F_c factor de carga, 1.40 y 1.10 para condiciones estáticas y sísmicas, respectivamente
- A área de cimentación, 147.07 m²
- c parámetro de cohesión en la superficie de falla, 5.0 ton/m²
- N_c factor de capacidad de carga de Skempton, 5.95, adimensional
- F_R factor de resistencia, 0.70
- B ancho del cimiento, 7.15 m
- L longitud del cimiento, 20.10 m
- D_f profundidad de desplante de la cimentación, 2.0 m

Para el análisis en condiciones sísmicas, se sustituye el área de contacto de la cimentación por el área reducida resultado de la excentricidad que genera el sismo de diseño. Sustituyendo los valores correspondientes la desigualdad se cumple en condiciones estáticas y sísmicas.

Análisis de estabilidad durante los trabajos de subexcavación. Para garantizar la estabilidad de la cimentación durante los trabajos de subexcavación se efectuó una revisión considerando el área de contacto reducida, manejando el criterio del Reglamento de construcciones del Distrito Federal (5.7 y 5.8). El área reducida que resulta al efectuar las subexcavaciones es de 103.07 m^2 , y considerando una reducción adicional del área generada durante el sismo, ésta adquiere el valor de 77.08 m^2 . Dichas reducciones del área generan un esfuerzo de transmisión del orden de 8.94 ton/m^2 en condiciones estáticas y de 9.39 ton/m^2 en condiciones sísmicas, que al compararlas con la capacidad de carga neta del suelo cumple con la desigualdad para garantizar que la cimentación del edificio sea estable.

Plan de subexcavación. Una vez revisadas las condiciones de estabilidad de la cimentación se realizó el plan de subexcavación para recuperar la verticalidad del edificio. Este plan se esquematiza en las figuras 5.2 a 5.4.

A diferencia de la subexcavación realizada en la Catedral Metropolitana y el templo de San Antonio, la geometría de los “túneles de subexcavación” fue un prisma rectangular; la decisión de utilizar ésta geometría se tomó en base a los volúmenes que deberían retirarse para proporcionar acceso a un equipo neumático con capacidad para realizar las extracciones de material y al tiempo de ejecución requerido para el cumplimiento de la meta de corrección. Al cambiar la geometría de los “túneles” también fue necesario cambiar la metodología de extracción a manual empleando herramientas en forma de pala y cucharones.

Estos trabajos se definieron en dos etapas; la primera consistió en la reparación de los drenajes para sellar las fugas y tener la certeza de que durante los trabajos de renivelación no se generaran hundimientos adicionales a los experimentados en la estructura. La segunda etapa consistió propiamente en la ejecución de la subexcavación.

Procedimiento constructivo

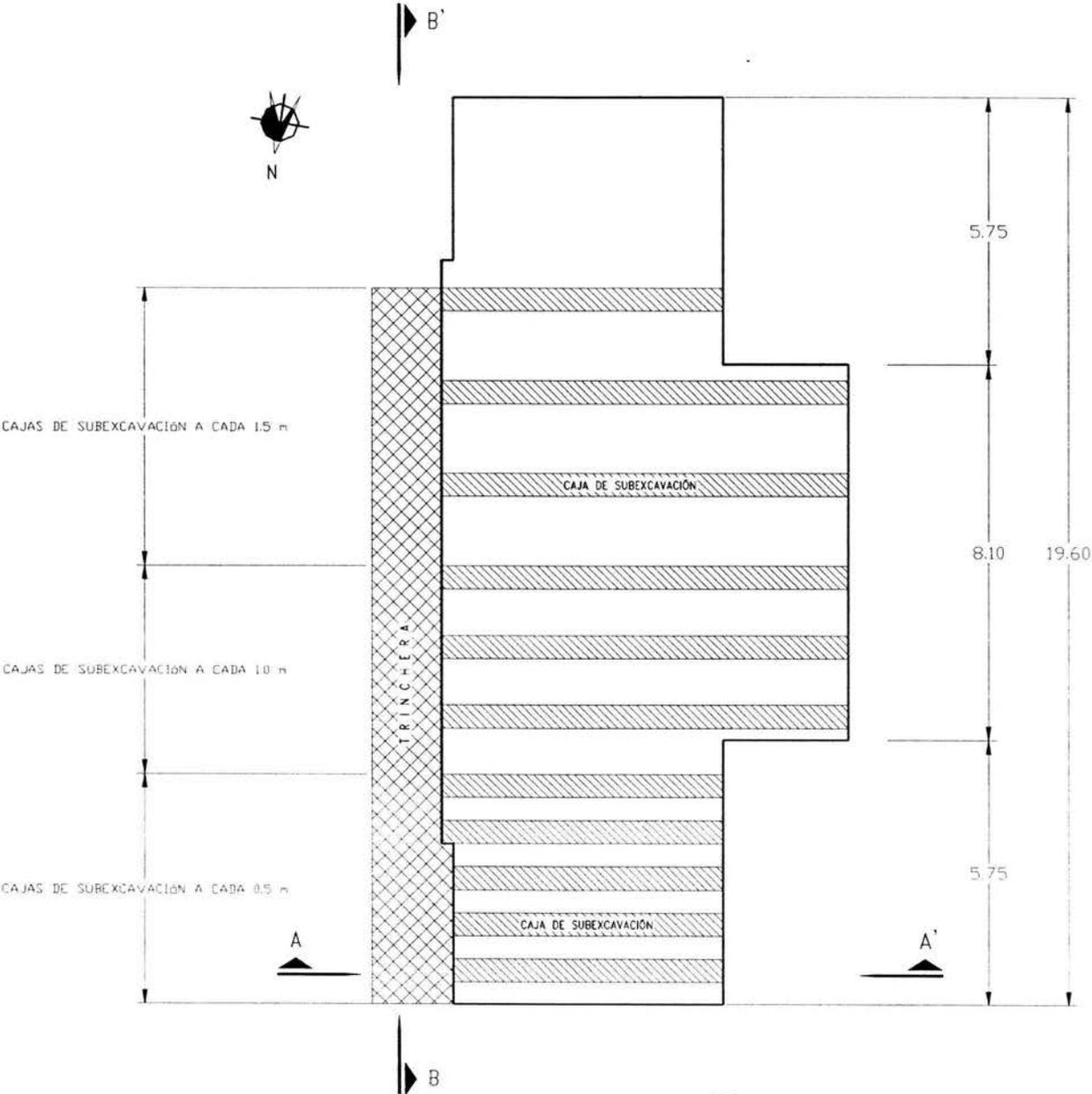
Trinchera de acceso. Como se mencionó en el párrafo anterior, para poder tener acceso a los suelos bajo la cimentación del edificio se realizó una trinchera o zanja en el lado oriente de la estructura, cuyas dimensiones fueron de 1.5 m de ancho por 2.5 m de profundidad (Fig. 5.2) y de aproximadamente 15.5 m de largo; la finalidad de realizar la trinchera con éstas dimensiones fue la de proporcionar el espacio suficiente para las maniobras de extracción del suelo, ya que se atravesó el edificio con las cajas de subexcavación (Figuras 5.3 y 5.4). Para proteger las paredes de la excavación contra intemperismo se repellaron con un mortero arena-cemento reforzado con tela de gallinero y para evitar la entrada de agua de lluvia se instaló una techumbre de lámina de cartón asfaltado. Paralelamente a los trabajos de excavación de la trinchera de acceso, se excavó una cala en la parte frontal del edificio para descubrir las tuberías de agua potable y drenaje para la construcción de juntas flexibles que permitieran su funcionamiento durante la renivelación.

Túneles de subexcavación. Para extraer el material se excavaron túneles horizontales de 0.5 x 0.5 m, perpendiculares al sentido largo de la estructura; éstos túneles se excavaron justo bajo la cimentación del edificio y van de lado a lado en sentido transversal; los túneles se distribuyeron de tal manera que el edificio descendió lentamente en el lado norte, mientras que en el extremo sur los movimientos fueron muy pequeños que prácticamente se consideraron nulos.

Calzas. Para limitar los hundimientos a un máximo de 10 mm/día se colocaron calzas de madera a base de barrotes y polines. Dichas calzas fueron sustituidas por costaleras rellenas de material inerte una vez que se alcanzó la meta de corrección; asimismo, estas costaleras se apretaron con cuñas de madera para evitar la generación de asentamientos adicionales.

Fricción lateral del cajón. Durante los trabajos de renivelación y durante la revisión de estabilidad, no se consideró la fricción que se desarrolla entre el contacto suelo-cajón en todo el perímetro del edificio; sin embargo, se observó durante el proceso que las fuerza de oposición al giro que desarrolla la fricción es tal que impedía el movimiento como cuerpo rígido de la estructura. Éste problema se resolvió eliminando el contacto entre las paredes del cajón y el suelo mediante el hincado de varillas, además de un chiflón controlado de agua para lubricar el

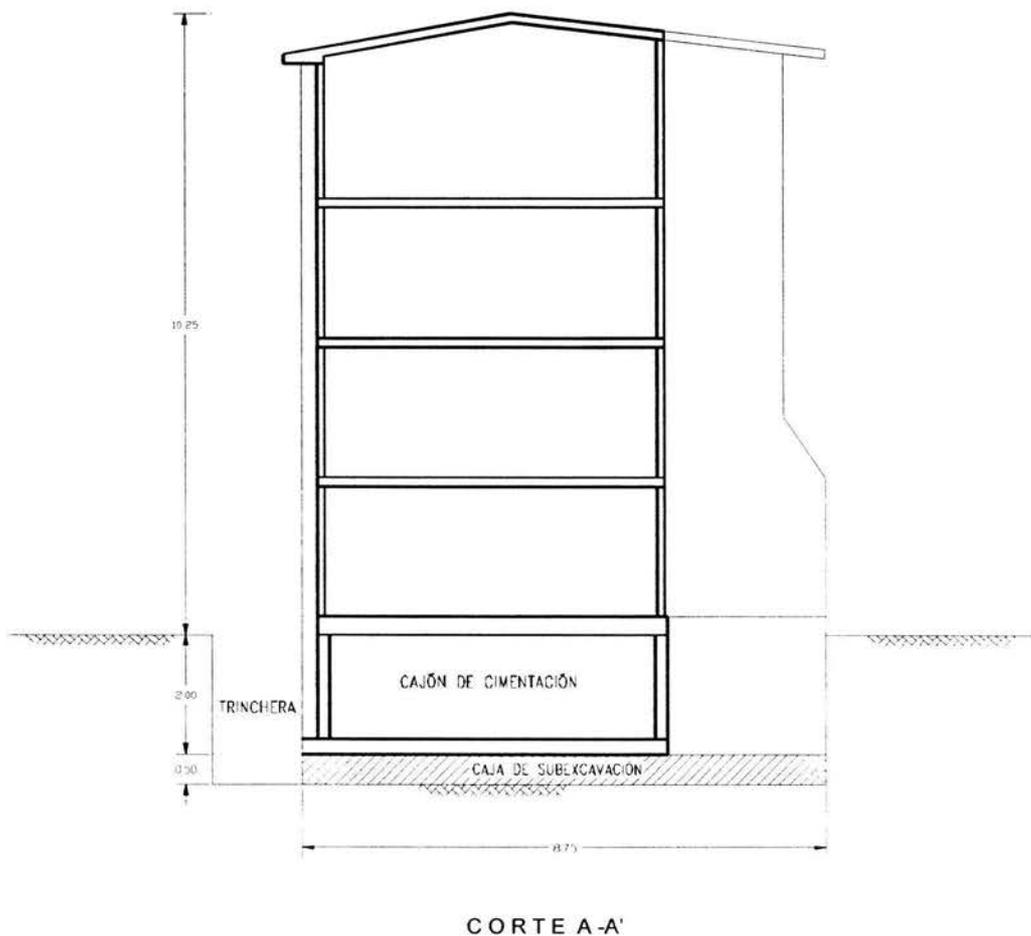
contacto. Una vez eliminada las fuerzas de fricción, la respuesta del edificio fue satisfactoria y se evitó la inclinación del edificio hacia el oriente, ya que en ese costado se excavó la trinchera de acceso



Nota: Ver cortes en las Figuras 5.3 y 5.4

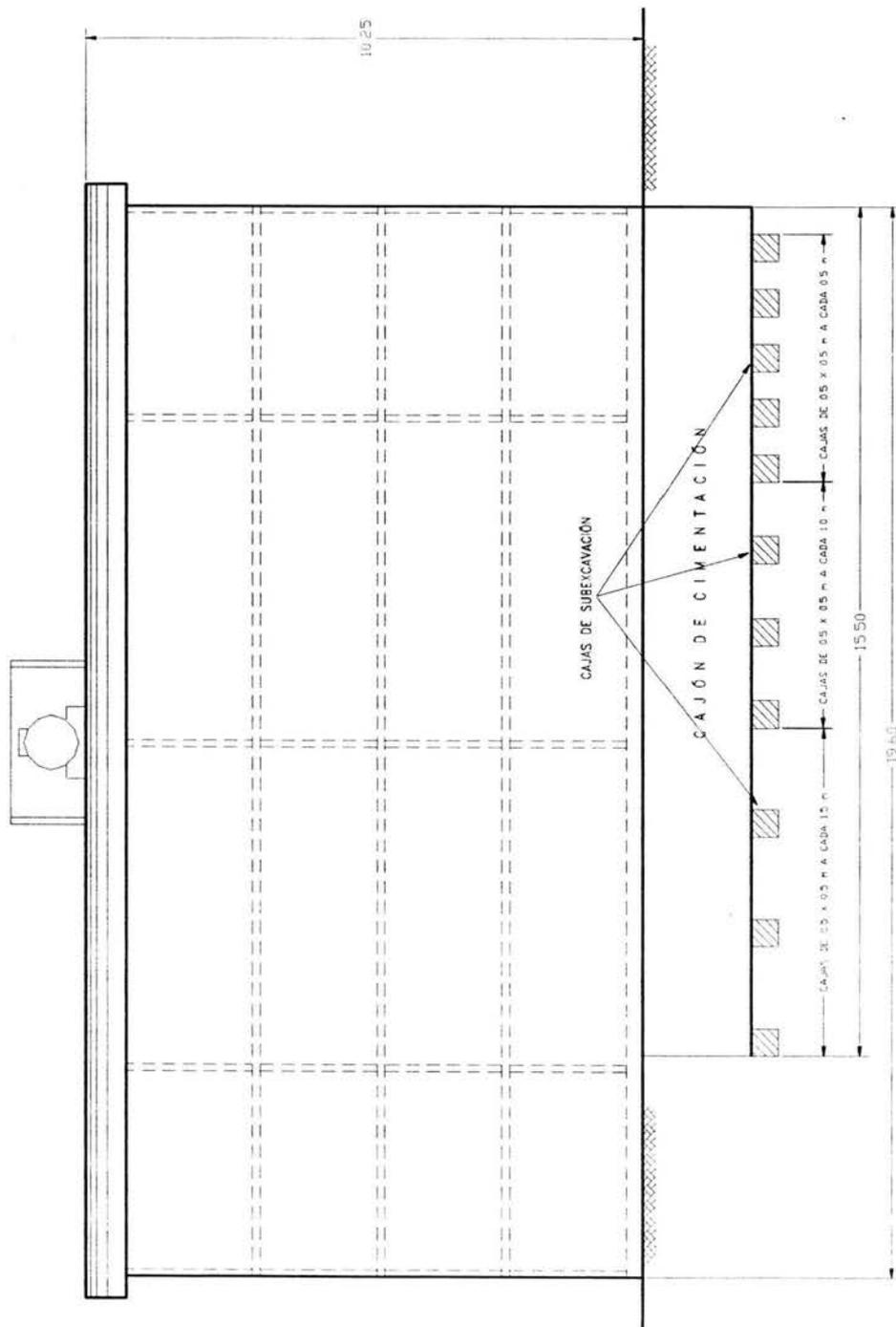
Fig. 5.2 Planta de la estructura y distribución de cajas de subexcavación

Restitución del suelo subexcavado. La restitución del suelo subexcavado se realizó con un lodo fraguante fabricado con la siguiente dosificación: 1) lodo bentonítico preparado como sigue: 1 m³ de agua más 100kg de bentonita, se mezcló hasta obtener una coloración uniforme y exenta de grumos, dejándose hidratar un mínimo de 18 hrs; y 2) el lodo fraguante se conformó agregando 150 kg de cemento por cada m³ de lodo bentonítico; el cemento se adicionó media hora antes de utilizar la mezcla, integrándola al lodo por batido hasta alcanzar una color uniforme. Dicho lodo se inyectó mediante una bomba moyno, especial para lodos. Para garantizar que el material de restitución tuviera el mismo peso volumétrico y propiedades mecánicas que el suelo extraído, se realizaron ensayos previos para diferentes proporcionamientos de lodo fraguante.



Ver ubicación en planta en la Fig. 5.2
 Nota:

Fig. 5.3 Corte A-A', trinchera y caja de subexcavación



C O R T E B - B'

Nota:

Ver ubicación en planta en la Fig. 5.2

Fig. 5.4 Corte B-B' y distribución de cajas de subexcavación

SEGUNDO CASO. 24 módulos de planta baja y dos niveles

Estos edificios se localizan en el Municipio de Ecatepec de Morelos, en el estado de México, en ex-Lago de Texcoco que se caracteriza por la presencia de importantes espesores de arcillas compresibles que amplifican los efectos dinámicos durante un sismo. En Ex-Lago existen problemas de agrietamiento producidos por abatimientos piezométricos profundos y cambios de esfuerzos motivados por épocas de sequía y lluvias repentinas.

Características de las estructuras. La cimentación de las estructuras consiste en una losa rigidizada con contratrabes y su estructuración está resuelta con muros de carga y losas de concreto reforzado; el arreglo de los módulos es de 2, 4 y 6 edificios, respectivamente (Fig. 5.5), cuentan con planta baja y dos niveles. La losa de cimentación se construyó sobre plataformas de material controlado constituido por una mezcla tepetate-tezontle en proporción 70-30%, cuyo espesor varía entre 0.4 y 0.6 m.

Estratigrafía del sitio. En el estudio geotécnico original fue definida la siguiente columna estratigráfica (Fig. 5.6):

De 0.0 a 0.5 m se tiene la costra superficial formada por arcillas consolidadas por secado solar, de consistencia suave a media con resistencia a la penetración por punta del cono eléctrico (q_c) entre 6 y 28 kg/cm².

De 0.5 a 16.5 m existe la serie arcillosa superior constituida por arcillas fisuradas de origen lacustre de alta compresibilidad con intercalaciones de lentes limo arenosos y vidrio volcánico; entre 11.8 y 13.8 m se localiza un estrato de arena basáltica. La resistencia media a la penetración por punta del cono eléctrico en los suelos lacustres es de 2 a 3 kg/cm² en las arcillas de los primeros 10.0 m y se incrementa ligeramente con la profundidad, alcanzado una resistencia de hasta 5 kg/cm² en las arcillas localizadas antes de la primera capa dura.

De 16.5 a 19.4 m se localiza la primera capa dura, formada por suelos limo arenosos y arenas limosas de consistencia dura y de alta compacidad, respectivamente. La resistencia medida con el cono eléctrico es superior a 100 kg/cm^2 .

De 19.4 a 29.9 m se ubica la serie arcillosa inferior constituida por arcillas de alta compresibilidad y consistencia baja a media con intercalación de lentes limo arenosos y de vidrio volcánico. La resistencia de las arcillas varía entre 4 y 12 kg/cm^2 .

A partir de 29.9 m y hasta 32.5 m se localizan los denominados depósitos profundos integrados por arenas de origen aluvial poco limosas en estado compacta a muy compacto cuya resistencia a la penetración por punta con el cono eléctrico (q_c) es superior a 100 kg/cm^2 .

Nivel freático. El nivel freático se localizó a una profundidad variable entre 2.5 y 3.5 m de profundidad con respecto al nivel de terreno existente.

Trabajos de campo. Para definir los parámetros de deformabilidad de los primeros 2.0 m de profundidad de los estratos blandos se realizó un pozo a cielo abierto con la obtención de una muestra cúbica inalterada, la cual debidamente protegida e identificada se trasladó al laboratorio para su ensaye.

Ensayes de laboratorio. En la muestra cúbica inalterada se realizó un ensaye de consolidación unidimensional, cuyos resultados permitieron definir el tiempo teórico en que se desarrollarían los asentamientos por consolidación primaria.

Asentamiento de los edificios. Los asentamientos teóricos que se presentarían en los bloques de edificios fueron calculados con las curvas de consolidación del diseño original, obteniéndose un valor de 30 cm considerando la consolidación primaria y secundaria.

En la muestra cúbica extraída se realizaron ensayos de consolidación unidimensional y se determinó un coeficiente de consolidación de $C_v = 0.015 \text{ cm}^2/\text{seg}$. Con los parámetros teóricos de laboratorio se construyó la curva de consolidación de campo. Se determinó que el 95% de la

consolidación primaria se daría en un tiempo de 139 días y de esta manera los asentamientos calculados considerando la carga transmitida por al estructura y el relleno sobre el cual fueron desplantadas las cimentaciones, resultó de 40 cm.

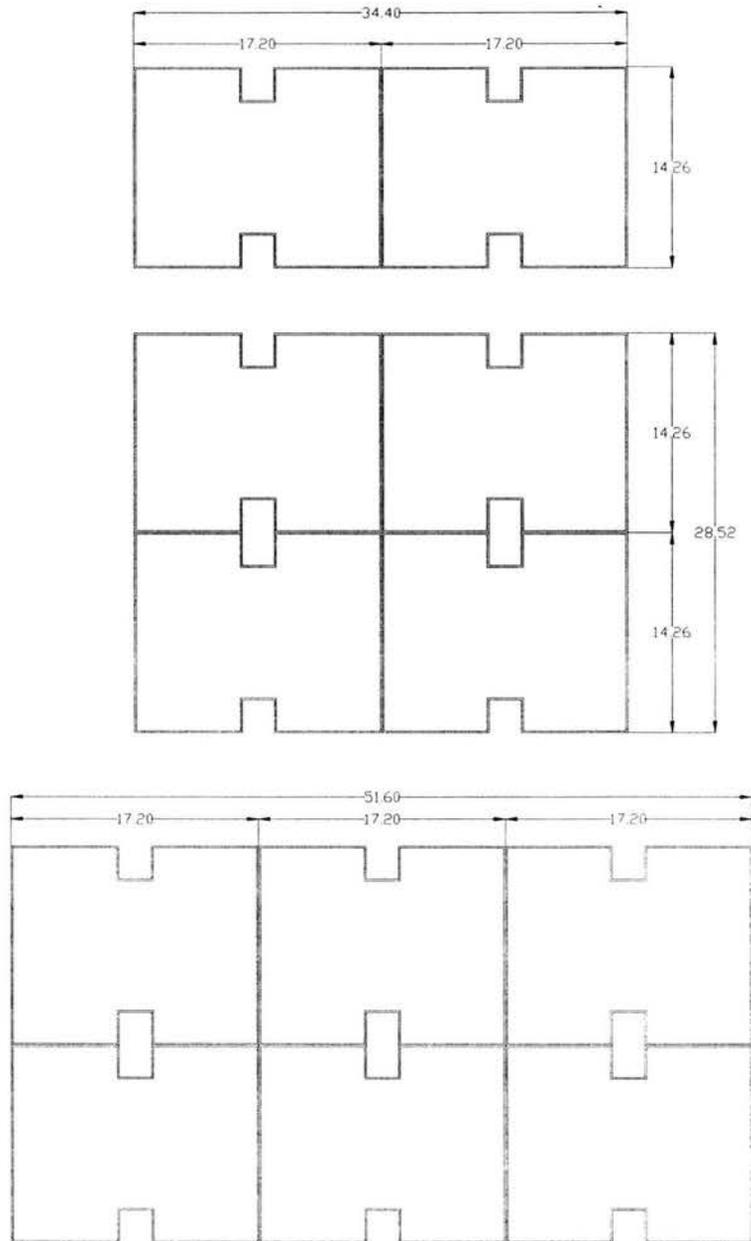


Fig. 5.5 Vista en planta de los diferentes módulos que forman el conjunto

Asentamientos medidos. De acuerdo a las nivelaciones topográficas realizadas durante la construcción de los edificios, los asentamientos máximos fueron del orden de 42 cm, desarrollándose asentamientos diferenciales hacia el centro de los bloques de estas estructuras; en los arreglos de 4 y 6 edificios los mayores movimientos diferenciales ocurrieron en el sentido transversal de los mismos. Es importante señalar que dado que las losas de cimentación de los edificios son independientes, los asentamientos diferenciales afectaron aisladamente a cada inmueble y debido a esta condición, no se presentaron fisuras en muros y losas, es decir, presentaron movimientos de cuerpo rígido. Cabe mencionar que se realizaron comparaciones entre un módulo de seis edificios localizado en la cercanía de un canal y un módulo similar sin la influencia del canal, resultando los mayores hundimientos en el módulo adyacente al canal.

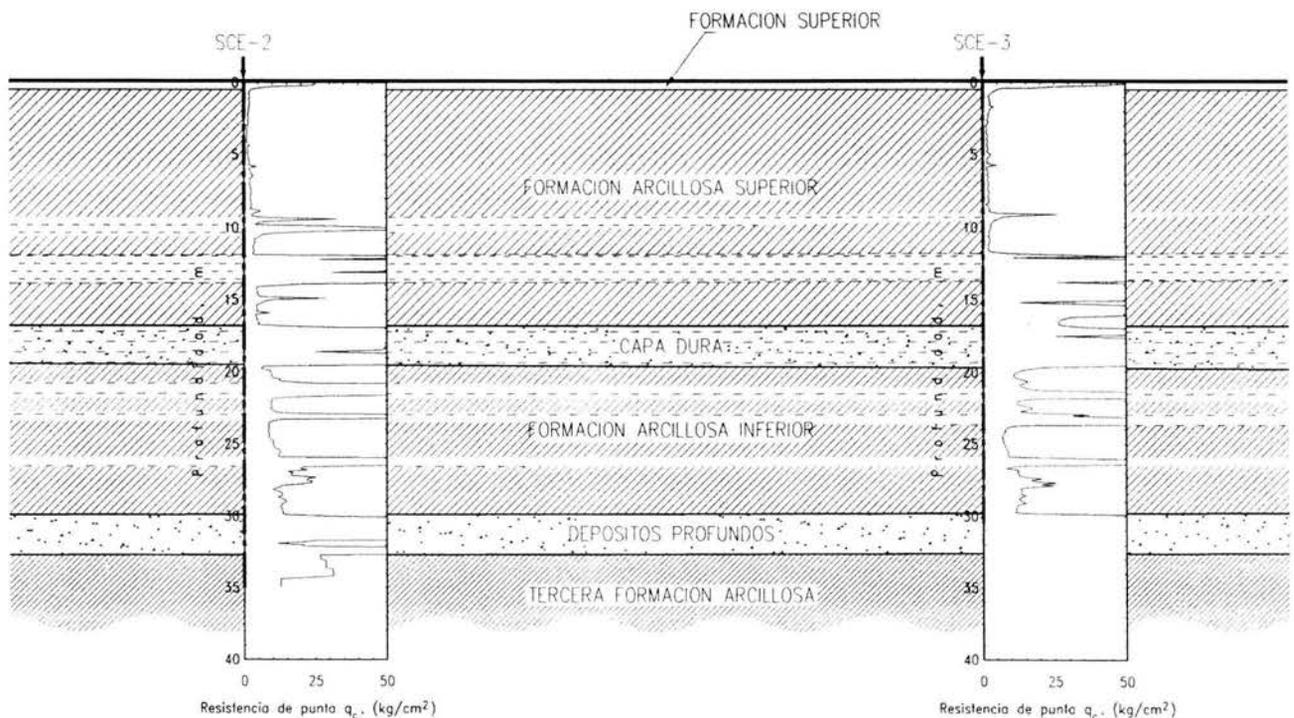


Fig. 5.6 Perfil estratigráfico del sitio

Inclinación de los edificios. Como se ha mencionado en el Capítulo 2, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en sus Normas Técnicas Complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones, proporciona la expresión para el cálculo de la máxima inclinación permisible para una estructura (Ec. 1.1) y de acuerdo con ella, para el caso de estos edificios, resultó del 0.82%, que equivale a una inclinación de 6.15 cm; la inclinación máxima medida en las estructuras fue de 5.0 cm.

Comportamiento general

Consideraciones de diseño. En el diseño geotécnico se determinó que existirían inclinaciones cuyos valores se encontrarían por debajo del límite de inclinación máximo permisible; asimismo, la inclinación máxima presentada fue del orden de 5 cm. Por lo anterior y considerando que la estratigrafía del sitio es uniforme por la formación de los suelos lacustres, el factor que determina las diferencias de comportamiento es el grado de fisuramiento de las arcillas comprendidas entre 0.6 y 9.5 m de profundidad; asimismo, la secuencia en la construcción de los edificios pudo ser una causa adicional para la inclinación de los mismos.

Asentamientos máximos reglamentarios. Las Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones limitan a 30 cm el valor máximo de hundimiento, tolerando una magnitud mayor siempre y cuando se considere de manera explícita en el diseño de las instalaciones municipales. Para este caso se tomaron en cuenta para el diseño de la red de drenaje, agua potable y nivel de piso terminado en la planta baja de las estructuras.

Por otra parte, las construcciones próximas a los edificios se encuentra a una distancia de aproximadamente 20.0 m, dichas construcciones cuentan, en algunos casos, con bardas en los linderos; asimismo, la urbanización del conjunto se construyó paralelamente a los edificios.

Distorsiones angulares. Las Normas técnicas limitan la distorsión angular para edificios estructurados con muros de mampostería a un valor máximo de 0.002 y en el caso de estos edificios la inclinación de los mismos fue como cuerpo rígido por lo que sus ángulos interiores se conservaron sin presentarse fisuras en muros y losas.

Revisión de la estabilidad durante los trabajos de subexcavación

Se revisó la estabilidad de las estructuras durante los trabajos de subexcavación, dicha revisión se realizó empleando las ecuaciones 5.1 a 5.9, manejadas en el caso anterior; el resumen de ésta revisión, considerando únicamente el Reglamento de construcciones y las Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones se presenta en la Tabla 5.1; dicha tabla anterior considera los parámetros de estabilidad para un edificio aislado.

Tabla 5.1. Revisión de la estabilidad de los edificios durante los trabajos de subexcavación

Revisión según el Reglamento de construcciones y Normas técnicas complementarias											
Antes de los trabajos de subexcavación						Durante los trabajos de subexcavación					
Estática		Sísmica		Estática	Sísmica	Estática		Sísmica		Estática	Sísmica
ΣQFc (ton)	A (m ²)	ΣQFc (ton)	A _R (m ²)	$\frac{\Sigma QFc}{A}$ (ton/m ²)	$\frac{\Sigma QFc}{A_R}$ (ton/m ²)	ΣQFc (ton)	A (m ²)	ΣQFc (ton)	A _R (m ²)	$\frac{\Sigma QFc}{A_{SUB}}$ (ton/m ²)	$\frac{\Sigma QFc}{A_{RSUB}}$ (ton/m ²)
982.86	245.27	772.24	181.14	4.00	4.26	982.86	208.90	772.24	144.77	4.70	5.33

La capacidad de carga admisible se calculó de acuerdo a las Normas técnicas complementarias, considerando una cohesión $c = 2.3 \text{ ton/m}^2$ y un factor de capacidad de carga $N_c = 6.2$ (expresiones 5.8 y 5.9), resultando una capacidad de carga admisible de 9.6 ton/m^2 . Comparando ésta con los valores consignados en la Tabla 5.1, resulta ser mayor, por lo que se garantizó la estabilidad de las estructuras durante los trabajos de subexcavación.

Métodos de subexcavación utilizados

A partir de los resultados de las nivelaciones y medición de plomos y aun cuando estaban por debajo de los límites de inclinación visible, los constructores tomaron la decisión de implementar alguna alternativa para corregir la inclinación de los edificios que rebasaran el 50% del valor de inclinación máximo permisible.

Alternativas de renivelación. Para recuperar la verticalidad de un edificio se pueden levantar las partes bajas, o bien bajar las zonas altas, siendo mucho más económica la segunda opción. Por ello se decidió implementar el procedimiento de subexcavación.

La subexcavación se realizó con equipo mecánico (neumático) y manual; para decidir el empleo de equipo o la ejecución manual, se consideró la magnitud de corrección que debería inducirse para alcanzar la horizontalidad de las estructuras.

Subexcavación con equipo neumático. La subexcavación realizada mediante equipo neumático consistió en realizar perforaciones bajo la cimentación de los edificios con equipo stenuick y brocas drag con diámetros de 4 y 8 pulgadas; los primeros barrenos se realizaron con brocas de 4 pulgadas de diámetro y posteriormente las perforaciones se realizaron con broca de 8 pulgadas; cuando fue posible, la perforación se inició con la broca de mayor diámetro; la longitud de los barrenos se encontraba entre 10 y 12 m distribuidos de tal forma que se disminuyó el área de contacto baja la cimentación y con ello se permitió el cierre de las perforaciones. Para acelerar el cierre se inyectó agua; asimismo, se excavaron zanjas perimetrales para facilitar el trabajo de los equipos y la inyección de agua. La distribución de barrenos para estos trabajos se muestran en la Fig. 5.7.

Antes de realizar la segunda pasada o reperfusión se introdujo un escantillón de PVC de 3 y 4 pulgadas de diámetro para verificar el cierre de los barrenos.

Subexcavación por métodos manuales. Este procedimiento se realizó abriendo trincheras en el sentido largo y paralelas a la cimentación de los edificios, respetando las entradas de los mismos para no dañar las instalaciones (agua potable, drenaje y energía eléctrica). Las trincheras se llevaron hasta 2.0 m de profundidad, hasta pasar la cimentación y el relleno mejorado; el ancho de las trincheras fue de 1.2 m para permitir las maniobras de extracción. Una vez excavadas las trincheras principales, se excavaron cajas a través de las arcillas fisuradas mediante herramientas manuales, las dimensiones de las cajas fueron de 0.6x0.8 m, de longitud variable que dependieron del comportamiento de la estructura (Fig. 5.8).

Para acelerar el proceso de cierre se humedecieron las paredes de las cajas. Adicionalmente, en algunos casos, la subexcavación manual se complementó con la mecánica.

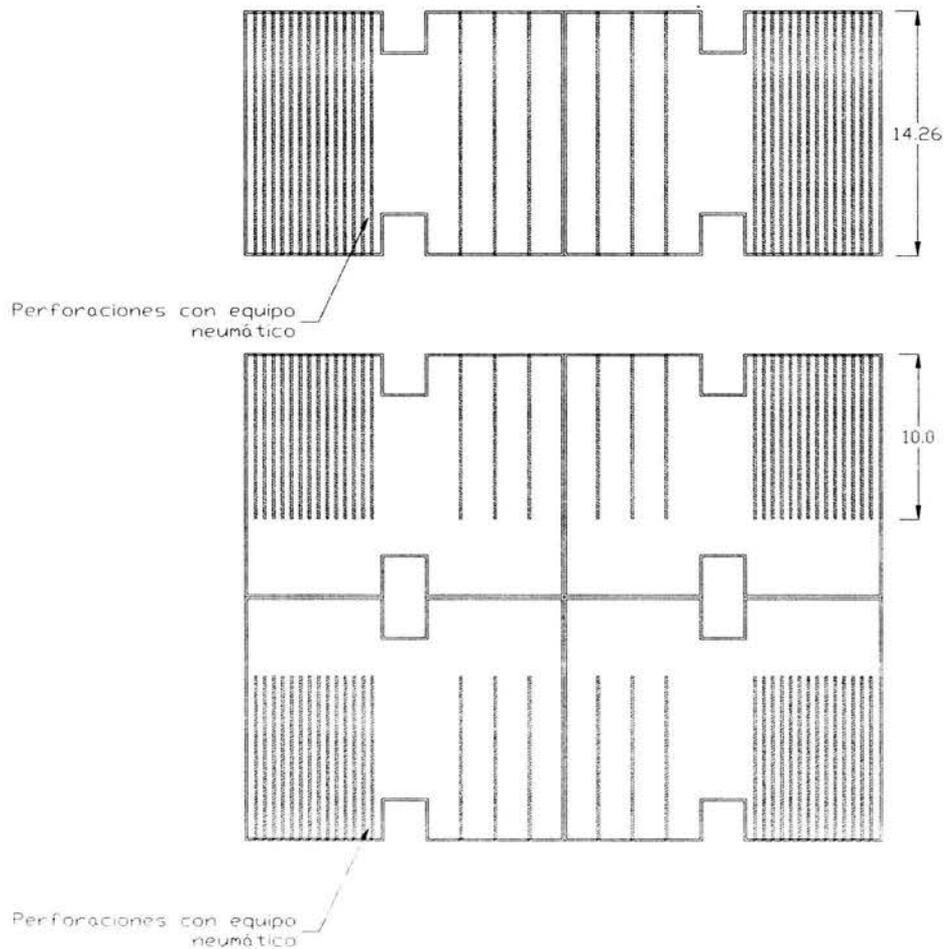


Fig. 5.7 Distribución en planta de subexcavación mediante equipo neumático

El seguimiento tanto de la subexcavación mecánica como manual se llevó a cabo con topografía y de acuerdo a las mediciones se efectuaron ajustes al procedimiento.

Excavación de trincheras perimetrales. Al iniciar los trabajos de excavación de las trincheras se midieron los plomos para determinar el efecto correctivo en los edificios, estableciendo que la

remoción del material generaba cierta recuperación de la verticalidad, llegándose a alcanzar hasta 5 mm.

Asentamientos y Plomos. Los asentamientos se midieron en puntos de control (palomas) colocados en el perímetro de los edificios y en los patios internos; las lecturas topográficas se realizaron cada tercer día. La lectura de plomos se llevó a cabo con un aparato electrónico, los puntos de medición fueron los que se venían utilizando en el monitoreo del conjunto, que se habían instalado en los patios interiores y en las cabeceras de los módulos; una vez comenzados los trabajos de renivelación y alcanzado el 70% de corrección, es decir, cuando se recuperó la verticalidad de los edificios 4.2 cm para los casos más desfavorables, se detuvieron los trabajos de extracción de material bajo la cimentación y se inició la restitución del suelo extraído; el resto de la corrección se desarrolló durante los trabajos de inyección de los barrenos y trincheras.

Restitución del suelo. Concluidos los trabajos de subexcavación y alcanzada la corrección del 70% del plomo de los edificios, se procedió a la restitución del suelo. La mezcla inyectada para restituir la masa de suelo extraído durante el proceso, tanto manual como mecánico, consistió en un lodo fraguante con una dosificación de 1.0 m³ de agua, 100 kg de bentonita y 150 kg de cemento; con este lodo se alcanzó un peso volumétrico de 1.2 ton/m³, semejante al peso volumétrico de las arcillas, la resistencia a la compresión simple resultó de 0.5 kg/cm² a 28 días de edad.

Relleno de las trincheras para el método manual. Las trincheras excavadas para la subexcavación manual se rellenaron con un material más denso que las arcillas, para formar un lastre que minimizara y estabilizara la tendencia de inclinación de los edificios. El material utilizado consistió en un mortero fluido de una marca comercial el cual alcanzó un peso volumétrico de 1.5 a 1.7 ton/m³.

En las fotografías que se presentan enseguida se muestran algunos aspectos de los trabajos realizados.

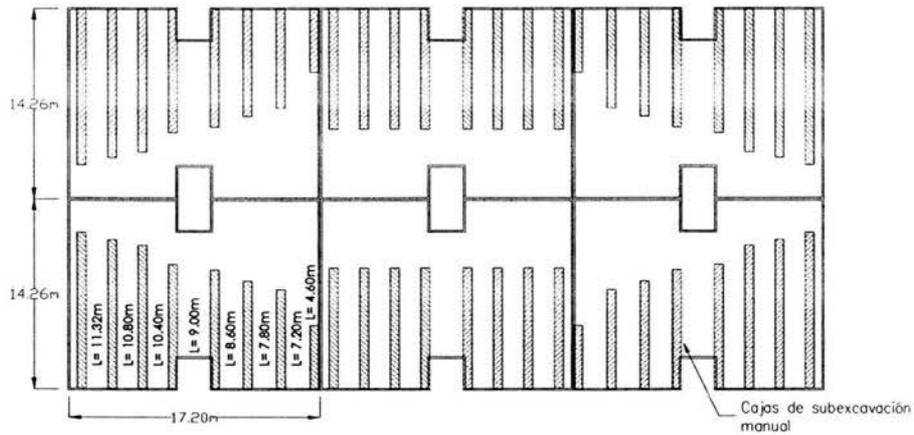


Fig. 5.8 Distribución en planta de subexcavación manual



Fotografía 5.1. Se observa uno de los módulos con mayor inclinación (del orden de 5.0 cm) antes de los iniciar los trabajos de subexcavación, obsérvese la separación de la junta constructiva a nivel de azotea



Fotografía 5.2. Se observa el edificio de la fotografía anterior después de realizados los trabajos de subexcavación, se aprecia la recuperación de la verticalidad en la separación de la junta constructiva a nivel de azotea

Fotografía 5.3. En esta fotografía se muestra una de las trincheras de subexcavación manual, así como la forma en que fueron protegidas las paredes de la misma mediante un repellado de mortero arena:cal:cemento, reforzado con malla de gallinero





Fotografía 5.4. En esta fotografía se observa el procedimiento para realizar la subexcavación mediante métodos manuales

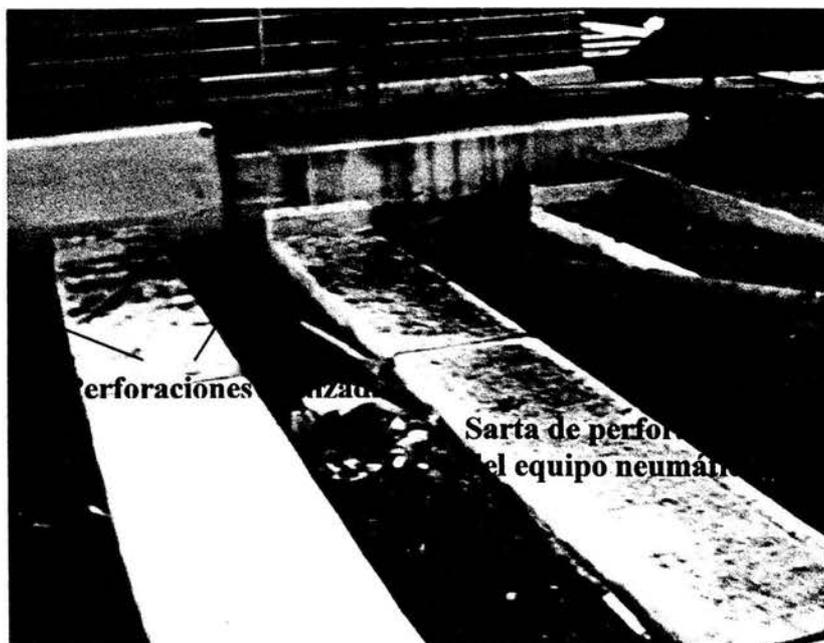
Fotografía 5.5. Se observa una trinchera, así como las cajas de subexcavación realizadas en forma manual





Fotografía 5.6. En esta fotografía se observa el equipo con el que se realizó la subexcavación mecánica

Fotografía 5.7. Se aprecia la herramienta de perforación en la ejecución de un barreno y algunas perforaciones ya concluidas

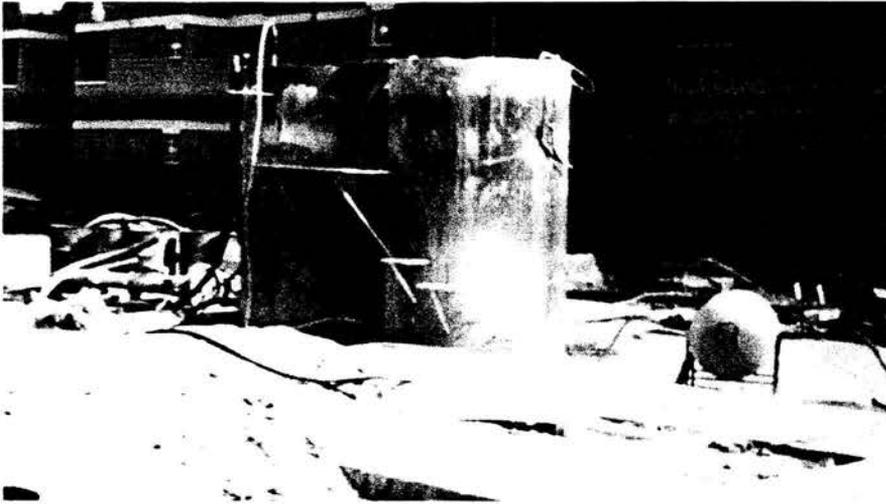




Fotografía 5.8. Se puede ver el caso en que la subexcavación manual se complementó con subexcavación mecánica

Fotografía 5.9. Una vez concluidas las cajas de subexcavación se procedía al calzado de las mismas mediante costaleras; asimismo, se colocaban las mangueras de inyección para que, una vez alcanzada la meta de corrección de se procediera a la restitución del suelo excavado mediante la inyección de un lodo fraguante





Fotografía 5.10. En esta fotografía se observa parte del equipo con el que se realizó la restitución del suelo subexcavado

Fotografía 5.11. Se aprecia el lodo fraguante con el que se restituyó el suelo subexcavado. Una vez rellenos los barrenos y cajas de subexcavación, se reinyectó lodo fraguante a baja presión hasta garantizar el contacto entre éste y la cimentación de las estructuras



TERCER CASO. Dos edificios de planta baja y cuatro niveles

El siguiente y último caso que se trata en este capítulo es el de dos módulos que constan, a su vez, de dos edificios cada uno y que cuentan con planta baja y cuatro niveles; estos edificios se encuentran localizados en la Delegación Iztapalapa, en la ciudad de México, en una zona denominada como Lago virgen. En este caso, se presenta la problemática cuando se tienen colindancias que generan la inclinación de la estructura.

Características de las estructuras. La superficie en planta de cada módulo es de 269.56 m²; la cimentación de cada módulo está resuelta con un cajón desplantado a 2.0 m de profundidad con respecto al nivel de piso existente y la estructuración esta resuelta con muros de carga y losas aligeradas.

Estratigrafía del sitio. De acuerdo a la información existente, la estratigrafía del sitio es la siguiente (Fig. 5.9):

De 0.0 a 10.0 m existe una costra superficial constituida por limos poco arenosos y arcillas de consistencia blanda a rígida; la resistencia promedio a la penetración por punta del cono eléctrico (q_c) es de 15 kg/cm².

De 10.0 y hasta 75 m de profundidad se presenta la serie arcillosa superior, formada por arcillas de alta compresibilidad y consistencia blanda, cuya resistencia media a la penetración por punta del cono eléctrico (q_c) es de 5 kg/cm².

Nivel freático. El nivel freático se localiza a 4.0 m de profundidad media.

Recorrido en el sitio. Previo a cualquier análisis, se realizó una visita al sitio para recorrer la unidad y se observó que no existían módulos que manifestaran inclinaciones, mucho menos las presentadas en los módulos de interés. Para complementar el recorrido, se realizó un reconocimiento en las colonias aledañas a la unidad para definir si el comportamiento era regional o característico de la zona, observándose que el problema de hundimientos diferenciales

se presentó en los dos módulos que precisamente se encuentran más pegados a la colindancia con una bodega; asimismo, se pudo apreciar que además de la influencia de cargas de la bodega, también es muy probable que existió un problema durante el procedimiento constructivo de la cimentación de la nave, ya que de acuerdo a la información existente, dicha cimentación se encuentra desplantada por debajo del nivel del cajón de los edificios.

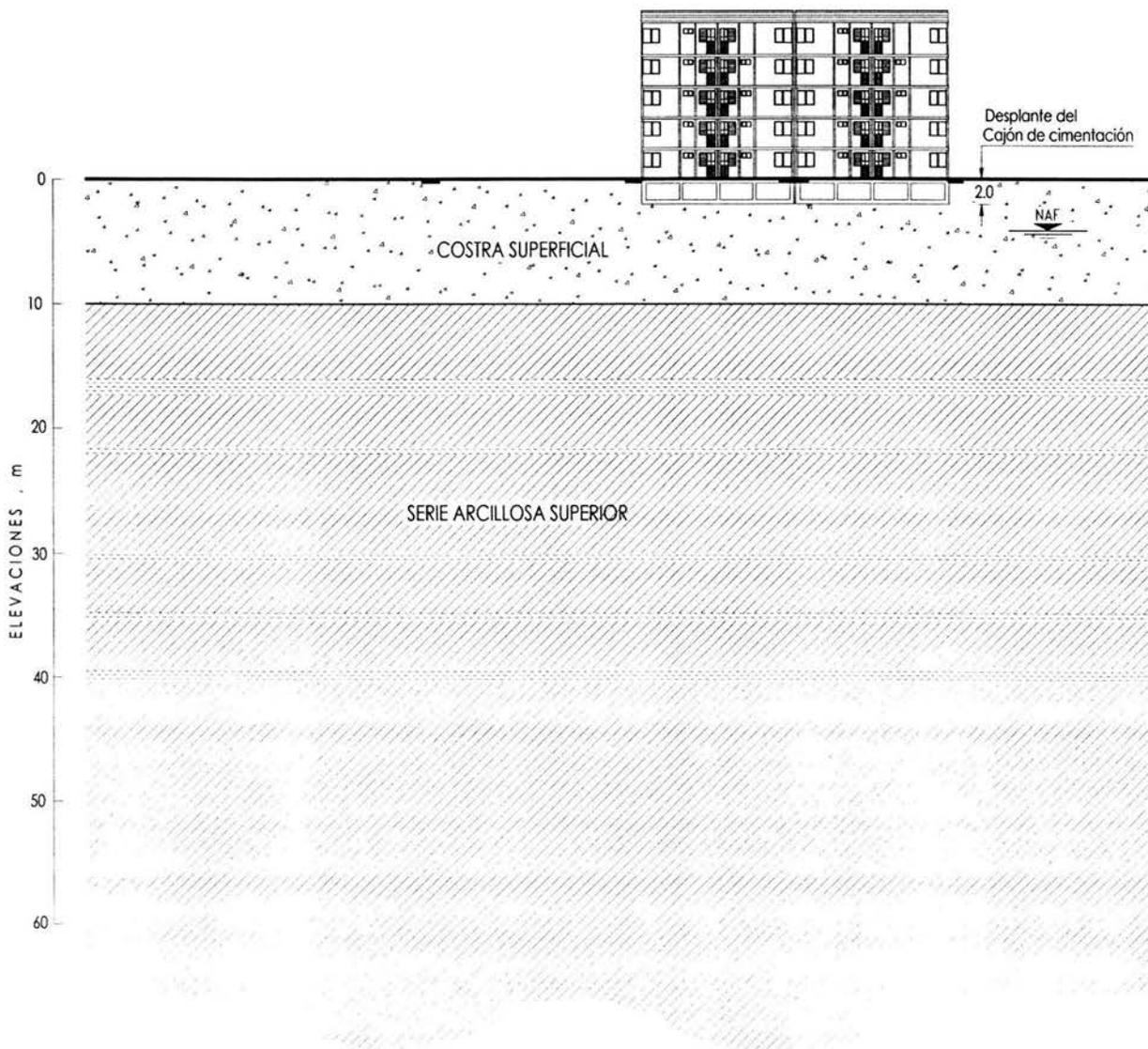


Fig. 5.9 Perfil estratigráfico del sitio

Comportamiento de las estructuras. Los módulos se han inclinado en dirección oriente, justo en la colindancia con una bodega, que de acuerdo a la información existente, se utiliza para almacenar productos de una cadena de tiendas. A partir de que se presentaron asentamientos diferenciales cuya magnitud se manifestó en las puertas y ventanas de los edificios, se instalaron puntos de nivelación en el perímetro de los módulos para medir topográficamente los movimientos y llevar un registro que permitiera evaluar la velocidad y magnitud de los hundimientos. Los asentamientos diferenciales medidos antes de iniciar los trabajos de renivelación fueron de 10.7 cm para el módulo norte y de 22.0 cm para el módulo sur. La inclinación del módulo norte era de 5.1 cm y la inclinación para el módulo sur era de 10.91 cm.

La geometría en planta de los módulos, así como los asentamientos medidos se presenta en la Fig. 5.10.

Revisión de los módulos y nave colindante. De acuerdo a la información existente la cimentación de la bodega se encuentra resuelta con zapatas desplantadas a 2.5 m de profundidad con respecto al nivel de piso de los módulos, es decir, 0.5 m por debajo de los cajones de cimentación; asimismo, se sabe que existe un relleno de 1.2 m de altura que fue realizado para proporcionar la plataforma de la bodega, además existe un frigorífico en la nave, que colinda con la esquina noreste de los módulos; aunado a la carga muerta de la estructura, las cargas vivas son muy altas debido los grandes volúmenes de almacenamiento que se tienen. El esfuerzo neto que transmiten los módulos de la unidad considerando el esfuerzo de compensación es de 1.7 ton/m^2 , mientras que las zapatas corridas de la bodega transmiten un esfuerzo del orden de 5.7 ton/m^2 .

Para definir las causas que originaron la inclinación de las estructuras, se llevó a cabo una revisión considerando la información existente, tanto del estudio original del conjunto, como información cercana al sitio.

Asentamientos teóricos. Con el propósito de comparar los hundimientos medidos con los teóricos debidos a los edificios y a la nave, se llevó a cabo el cálculo de asentamientos utilizando un programa de computo para definir el incremento de esfuerzos inducido por las cargas

Las consideraciones empleadas en la determinación de desplazamientos verticales, son las siguientes:

- a) Para certificar la magnitud de asentamientos que generan únicamente los edificios del Conjunto, se revisó el cálculo de hundimientos, acreditándose que en la zona de los inmuebles el desplazamiento vertical aceptando la superposición de todos los edificios es igual a 10.0 cm.
- b) Considerando solamente las cargas de la nave, se desarrolla un asentamiento teórico de 29.0 cm en la orilla de la nave y de 15.0 cm en la esquina norponiente.
- c) Si a los asentamientos calculados se adicionan los hundimientos teóricos debidos al Conjunto, los diferenciales que se obtienen son muy similares a los medidos en el sitio.

Consolidación primaria Los tiempos en que se presentarán los asentamientos debidos a la consolidación primaria de los diferentes estratos de la masa de suelo se calcularon utilizando los parámetros obtenidos de los ensayos de laboratorio realizados en el informe original, complementados con la información de un estudio cercano, realizado a aproximadamente 600 m del sitio de interés. En la Tabla 5.2 se presenta un resumen con los valores del coeficiente de consolidación (C_v) y el tiempo en que se presenta la consolidación primaria.

De los valores citados en la Tabla 5.2, se concluye que la consolidación primaria de los estratos se ha desarrollado en su totalidad. Por otra parte, los estratos que aportan el 88% de la deformación son los localizados entre 9.5 y 16.0 m y entre 22.5 y 37.0 m de profundidad.

Consolidación secundaria. Los asentamientos debidos a la consolidación secundaria para un período de 10 años, medidos a partir del término de la construcción de las estructuras, se citan en la Tabla 5.3.

Tabla 5.2. Coeficiente de consolidación y tiempo en que se presenta la consolidación primaria

Profundidad m	C_v cm²/kg	Tiempo en años
5.50	0.0135	0.02
12.50	0.002	1.80
18.70	0.0067	0.30
20.60	0.00615	0.22
25.00	0.0061	1.00
28.40	0.00346	1.24
31.30	0.0065	0.30
34.40	0.00267	0.90
37.00	0.010	0.10
38.20	0.01183	0.20
47.00	0.0055	2.00
53.50	0.0122	1.60

De los valores de la Tabla 5.3, se deduce que los estratos que aportan el 67% de la deformación secundaria se localizan entre 9.5 y 16.0 m de profundidad.

Tabla 5.3. Asentamientos por consolidación secundaria

Profundidad m	δ cm
12.50	20.68
18.70	3.01
25.00	1.81
31.30	2.68
37.00	1.24
47.00	0.74
53.50	0.49
Suma	30.65

Tomando en cuenta que el sobrepasar el 1% y sin rebasar el 1.5% de inclinación con respecto a la altura del inmueble, los problemas son de funcionalidad; por lo que se concluyó que para recuperar la verticalidad de las estructuras se renivelaran mediante la técnica de subexcavación. Para ello, fue necesario realizar un programa detallado de los trabajos a realizar, acompañado de

un seguimiento mediante nivelaciones topográficas que permitieran definir la evolución de los asentamientos correctivos inducidos por la subexcavación.

Revisión de la estabilidad durante los trabajos de subexcavación

Para iniciar los trabajos de renivelación se definieron las diferentes etapas de subexcavación y una vez definidas, se revisó la estabilidad de las estructuras durante los trabajos, dicha revisión se llevó a cabo empleando las ecuaciones 5.1 a 5.9, manejadas en los casos anteriores; el resumen de los análisis realizados, considerando las expresiones del Reglamento de construcciones y las Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones se presenta en la Tabla 5.4.

La capacidad de carga admisible se calculó de acuerdo a las Normas técnicas complementarias, considerando una cohesión $c = 5.0 \text{ ton/m}^2$ y un factor de capacidad de carga $N_c = 5.92$ (expresiones 5.8 y 5.9), resultando una capacidad de carga admisible de 20.7 ton/m^2 . Comparando ésta con los valores consignados en la Tabla 5.4 resulta ser mayor (los valores consignados en la Tabla 5.4 se refieren a un módulo), por lo que se garantizó la estabilidad de las estructuras durante los trabajos de subexcavación.

Por otra parte, se llevó a cabo una revisión de la estructura para definir si algunos elementos pudieran presentar algún comportamiento fuera de lo previsto. De dicha revisión se observó que para rigidizar el cajón se construyeron contratraveses, las perimetrales fueron construidas de concreto reforzado y las interiores con concreto reforzado y enrazadas con block; éstas últimas pudieron presentar fisuramiento, ya que aun cuando se reforzaron con escalerilla, este refuerzo no era suficiente para poder tomar los esfuerzos a tensión que se pudieran desarrollar en los elementos. Por esta razón, el block se confinó con un repellado de 3 cm de espesor de mortero cemento: cal: arena, en proporción 1:1:2, reforzado con malla electrosoldada 6x6-10/10, colocada en ambas caras de los enrajes de block, sujeta con clavos para concreto.

Una vez definidos los parámetros de seguridad se iniciaron los trabajos de subexcavación; las diferentes etapas realizadas para la renivelación de éstos módulos se presentan

esquemáticamente, en las figuras 5.11a a 5.11c.

Tabla 5.4. Revisión de la estabilidad de los edificios durante los trabajos de subexcavación

Revisión según el Reglamento de construcciones y Normas técnicas complementarias											
Antes de los trabajos de subexcavación						Durante los trabajos de subexcavación					
Estática		Sísmica		Estática		Sísmica		Estática		Sísmica	
ΣQFc (ton)	A (m ²)	ΣQFc (ton)	A _R (m ²)	$\frac{\Sigma QFc}{A}$ (ton/m ²)	$\frac{\Sigma QFc}{A_R}$ (ton/m ²)	ΣQFc (ton)	A (m ²)	ΣQFc (ton)	A _R (m ²)	$\frac{\Sigma QFc}{A_{SUB}}$ (ton/m ²)	$\frac{\Sigma QFc}{A_{RSUB}}$ (ton/m ²)
1773.73	269.56	1,393.65	173.40	6.58	8.04	1,773.73	162.51	1,393.65	107.65	10.91	12.95

Método de subexcavación

Preliminares. Antes de comenzar los trabajos de subexcavación, se tomaron nivelaciones topográficas de los puntos de control referenciados en los módulos y se colocaron plomadas en lugares accesibles para seguir el proceso de renivelación. En las tuberías de drenaje y agua potable se colocaron juntas flexibles para evitar que durante los trabajos sufrieran roturas. Asimismo, se llevó acabo reforzamiento de las contratraves interiores del cajón, ya que éstas cuentan con enrasas de block en las contratraves interiores; las contratraves perimetrales son de concreto por lo que no fue necesario reforzarlas.

Subexcavación. Para acceder al suelo bajo la cimentación de las estructuras se excavaron dos lumbreras (una por módulo, al norte y al sur, respectivamente) de 3.5 m de profundidad y 2.0 x 2.0 m y por éstas se extrajo el material subexcavado, una lumbrera por módulo. Las paredes de las lumbreras se protegieron contra el intemperismo mediante un mortero arena:cemento en proporción 3:1, reforzado con malla de gallinero; las lumbreras se protegieron con un tapial de madera para prevenir cualquier accidente, así como de l ingreso de agua de lluvia. La primera etapa de subexcavación consistió en la excavación de la caja principal con un ancho de 1.0 y 1.3 m, con altura de 1.5 m, conforme se excavaba la caja principal se fue colocando un firme de concreto $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ para permitir la circulación y evitar el atascamiento de las herramientas durante el acarreo del suelo excavado. Concluida la excavación de la caja principal se continuó

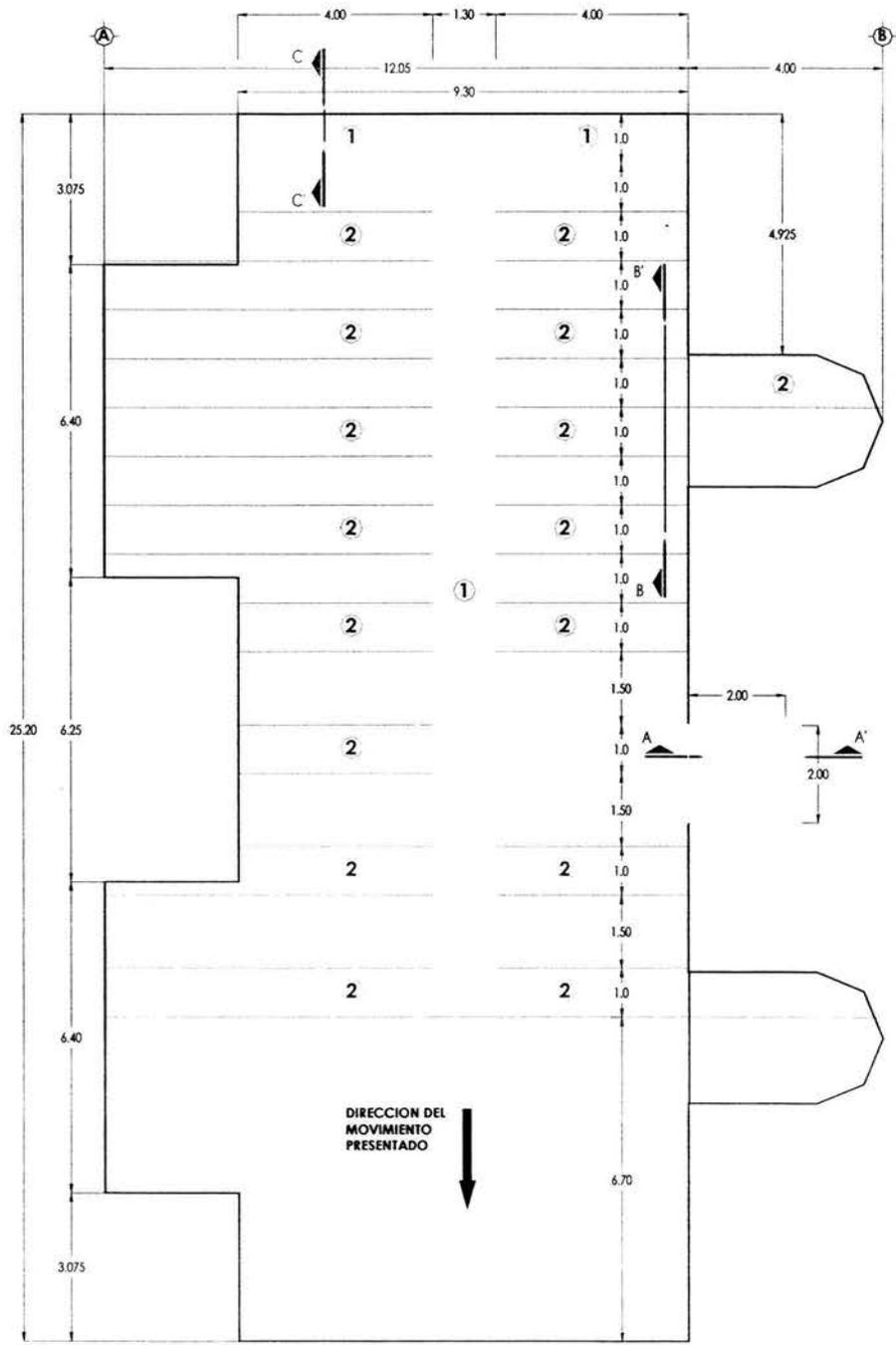
con las etapas tal como se presenta en las figuras 5.11a a 5.11c. La etapa 2 consistió en excavar cajas de 0.8 m de altura y 1.0 m de ancho, con longitudes comprendidas entre 4.0 y 6.75 m. Las etapas 3 a 5 consistieron en la excavación de cajas de menor sección (0.4 x 1.0 m) para comunicar las cajas excavadas en la etapa 2.

En el caso del módulo norte, al poniente colinda con otro módulo similar por lo que fue necesario recibir el cajón de cimentación de ésta colindancia. El cajón colindante fue recibido mediante un muro de concreto lanzado $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ de 20 cm de espesor reforzado con malla electrosoldada 6x6-6/6.

Para ayudar a que se rompiera la fricción que se desarrolla entre las paredes del cajón de cimentación y el suelo, se realizaron perforaciones perimetrales en las zonas donde no existieran restricciones de área o de paso de instalaciones y posteriormente se inyectaba agua para lubricar el contacto entresuelo y cajón. Adicionalmente, se colocó un lastre en los cajones; dicho lastre se ubicó en la cabecera poniente de cada módulo.

Durante los trabajos se cuidó que la distorsión máxima de la estructura no rebasará 0.002, que equivale a un diferencial de aproximadamente 1.0 cm. Para garantizar que no se rebasará el asentamiento diferencial inducido se colocaron calzas formadas por camas de madera distribuidas convenientemente, esto permitió que al apretarse éstas se frenara el movimiento, aflojándolas para dejar que la estructura gire nuevamente; así hasta alcanzar la meta de corrección.

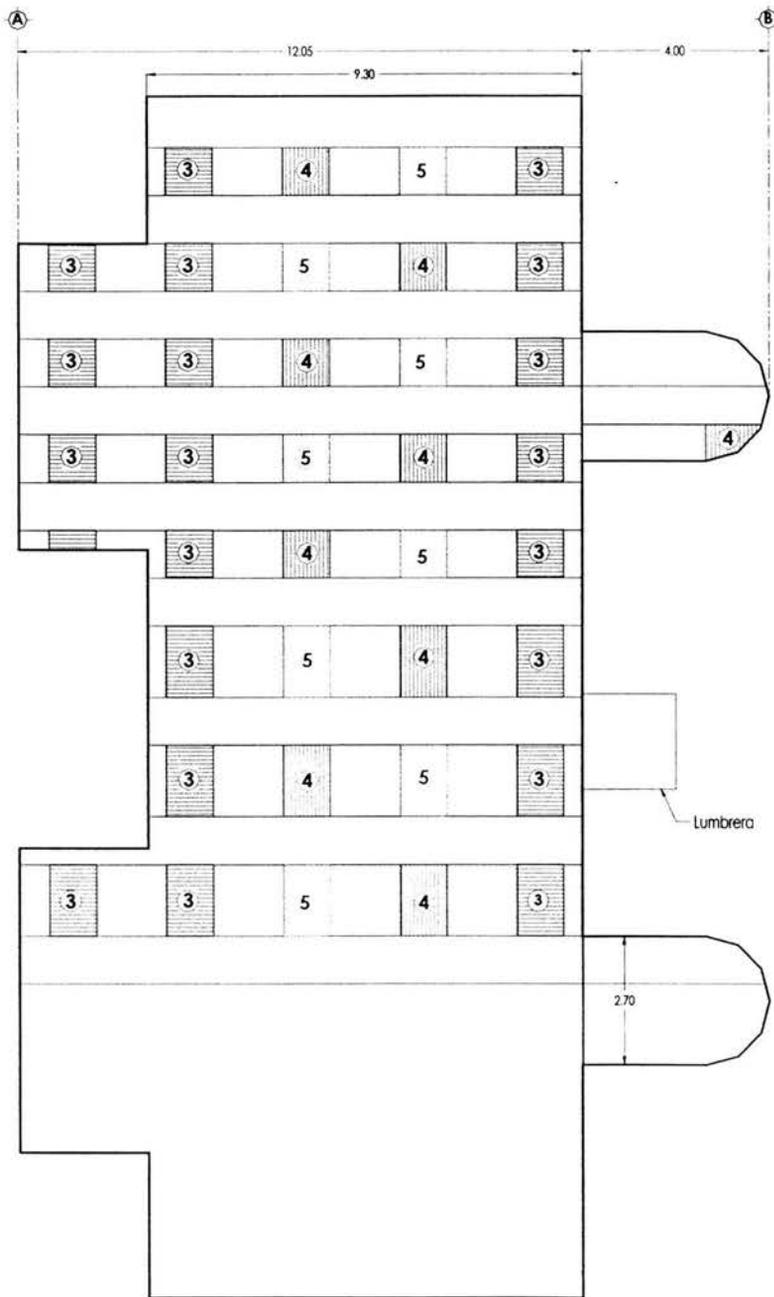
Restitución de suelo subexcavado. Alcanzada la meta correctiva, se restituyó el suelo subexcavado mediante un lodo fraguante dosificado como sigue: 1 m³ de agua, 70 kg de bentonita y 150 kg de cemento. El vaciado para restituir el suelo se realizó prácticamente por gravedad, para finalmente, efectuar una inyección de retaque a baja presión para garantizar el contacto entre la cimentación y el suelo restituido.



1ª ETAPA DE SUBEXCAVACION
 Excavación de lumbrera y caja principal de subexcavación

2ª ETAPA DE SUBEXCAVACION
 Cajas de subexcavación

Fig. 5.11a Distribución en planta de cajas de subexcavación, primera y segunda etapa



3a ETAPA DE SUBEXCAVACION

Cajas de subexcavación

4a ETAPA DE SUBEXCAVACION

Cajas de subexcavación

5a ETAPA DE SUBEXCAVACION

Cajas de subexcavación

Fig. 5.11b Distribución en planta de cajas de subexcavación, tercera, cuarta y quinta etapa

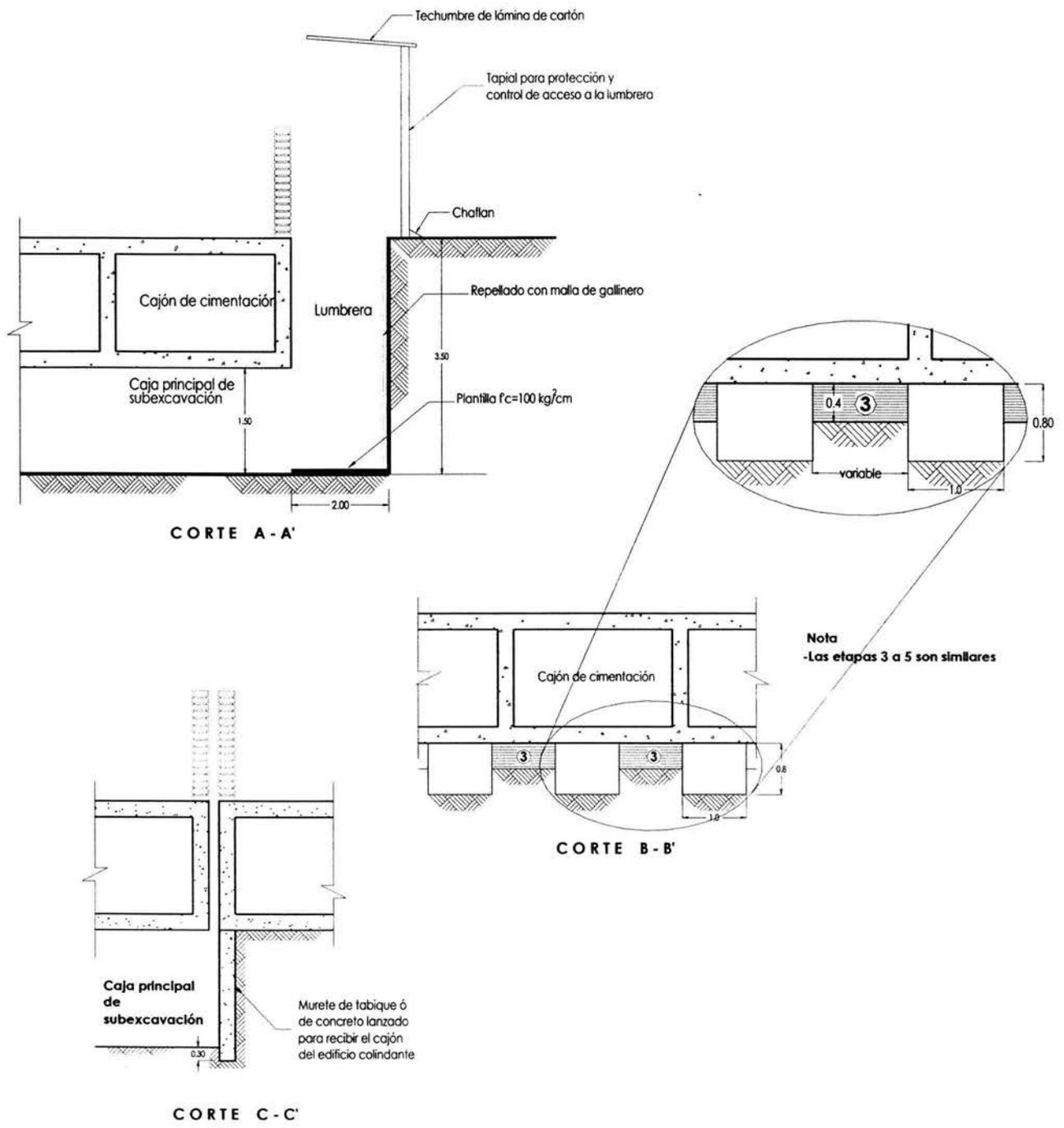
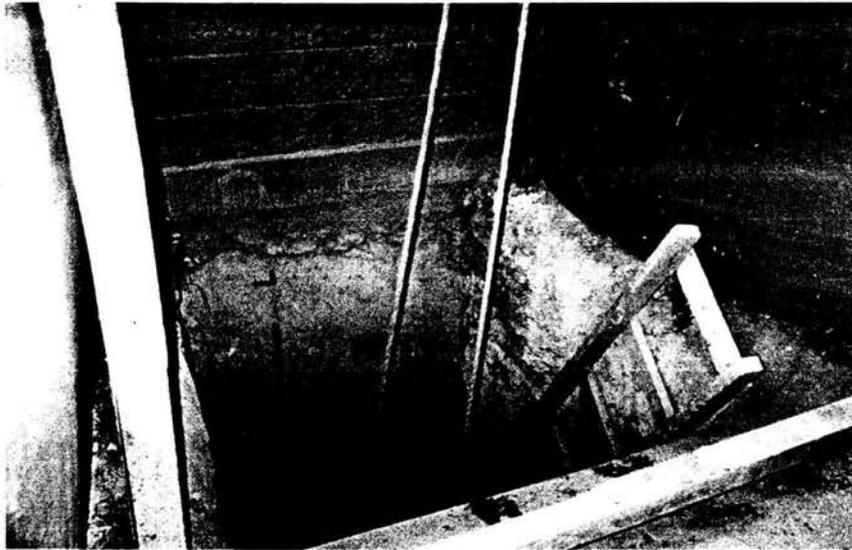
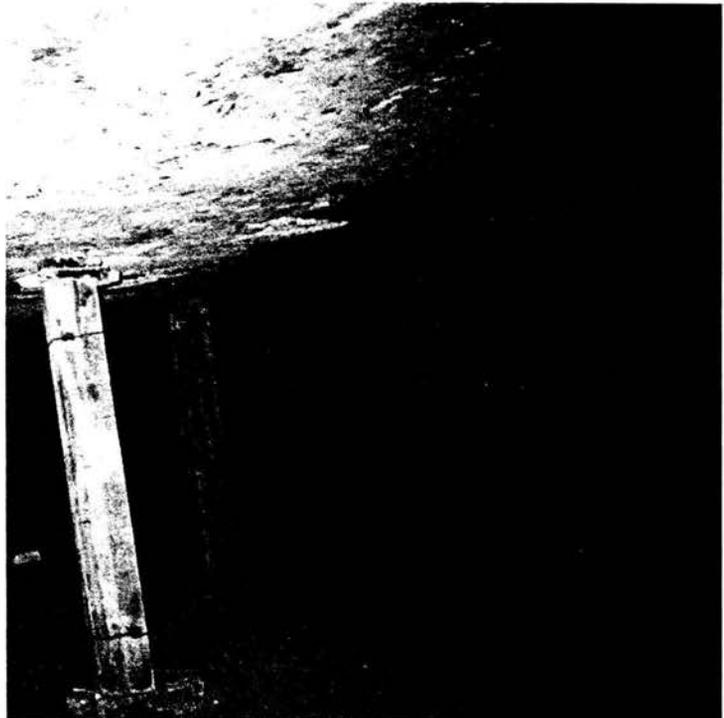


Fig. 5.11c Cortes esquemáticos A-A', B-B' y C-C'



Fotografía 5.12. Se observa una de las lumbreras de acceso

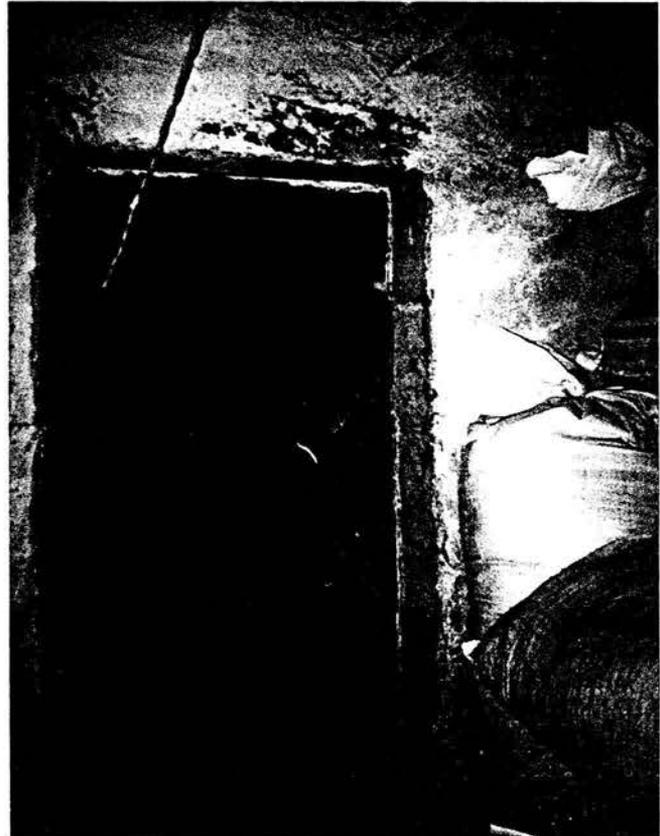
Fotografía 5.13. Obsérvese la trinchera principal ya excavada con un ligero apuntalamiento en tanto se excavan las cajas de las etapas 2 a 5





Fotografía 5.14. En esta imagen se aprecian parte de los trabajos adicionales realizados para romper la fricción en el perímetro del cajón mediante barrenos, a los cuales se inyectó agua posteriormente

Fotografía 5.15. Lastre colocado en la cabecera poniente de los módulos, para minimizar la influencia de la colindancia oriente





Fotografía 5.16. Inyección de lodo fraguante para restituir el suelo subexcavado

5.2 Instrumentación

Como se sabe, una parte fundamental de cualquier obra civil es contar con un plan de instrumentación para dar seguimiento al comportamiento de la misma conforme se avanza en su construcción, desde una excavación de medianas dimensiones hasta una presa.

La razón de contar con un plan de instrumentación es verificar de manera confiable si las hipótesis consideradas en el diseño y procedimiento constructivo fueron las adecuadas y, en caso necesario, definir las medidas preventivas o correctivas, según sea el caso. Asimismo, de la información obtenida de la instrumentación se pueden establecer criterios y procedimientos para determinados procesos de trabajo, así como para las hipótesis de diseño; de hecho, esta metodología fue la que permitió al Dr. Terzaghi, establecer las hipótesis para el desarrollo de la rama de la ingeniería que hoy conocemos como mecánica de suelos y se conoce como Método Observacional.

Partiendo de lo expuesto anteriormente, queda claro que para realizar los trabajos de renivelación fue necesario contar con un plan de instrumentación que permitiera definir la velocidad de deformación correctiva, así como el comportamiento de las estructuras durante el proceso. Ya que una vez que la estructura experimenta una deformación, el estado de esfuerzos en los elementos que la conforman, así como la masa de suelo, presentan modificaciones, por lo que al tratar de regresarla a sus condiciones originales se genera un nuevo cambio en ese estado de esfuerzos. Si bien, durante el proceso de deformación se presentaron fisuras o grietas en la estructura, así como su inclinación, al renivelarla dichas fisuras o grietas pueden cerrarse o incrementar su magnitud e incluso presentarse familias nuevas.

Continuando con el desarrollo de este trabajo enseguida se presentan los trabajos de instrumentación llevados a cabo para los casos mencionados en el subcapítulo anterior, así como los criterios adoptados para definir la meta de corrección de los mismos.

PRIMER CASO. Edificio de planta baja y tres niveles

Cuando se inicio el proceso de deformación en la cabecera sur de la estructura, se colocaron puntos de nivelación (palomas) para medir el hundimiento diferencial entre ésta y la cabecera norte. Dichas nivelaciones se iniciaron a finales de febrero de 1997 y acusaron un hundimiento diferencial de 29.9 cm en su lado oriente y de 29.2 cm en el lado poniente (en sentido longitudinal) en dirección norte-sur; asimismo, se determinó que también presentaba un hundimiento diferencial en dirección poniente-oriente (sentido transversal) de 0.3 cm en el lado norte y de 1.0 cm en el lado sur.

Una vez tomada la decisión de renivelar la estructura mediante el método de subexcavación, se colocaron plomada en las esquinas del edificio para medir físicamente la corrección en la verticalidad, complementando así los puntos de control topográfico, la ubicación de palomas y plomos se presenta en la Fig. 5.12.

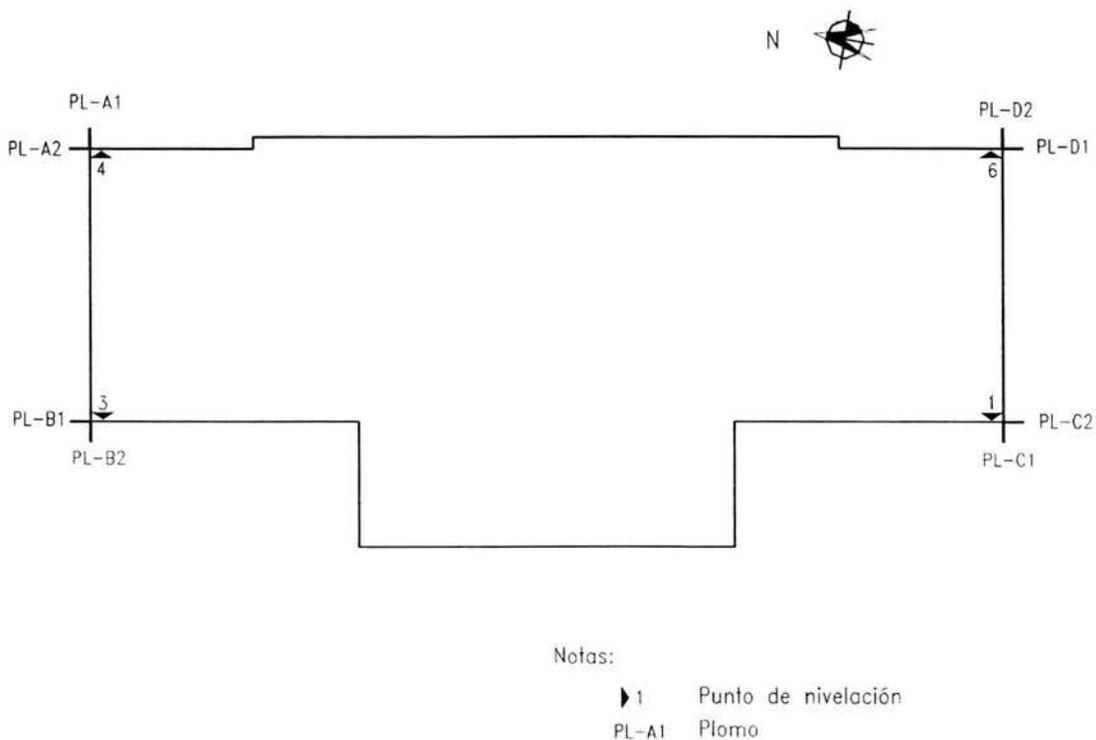


Fig. 5.12 Localización de puntos de nivelación y plomos

A partir de las nivelaciones topográficas se observó que el movimiento de recuperación se inició aproximadamente dos semanas después de concluidas todas las cajas de subexcavación; por otra parte, se observó que la fricción que se desarrolló por adherencia entre el cajón y el suelo que lo confina es tal, que inhibió el desplazamiento de recuperación de la estructura; por esta razón, fue necesario despegar el cajón del suelo mediante el hincado de varillas en todo el perímetro de la cimentación. Una vez despegado el cajón se inyectó agua a través de los huecos dejados por el hincado de las varillas, para lubricar el contacto suelo-cajón.

Mediante el monitoreo del edificio fue posible observar que la trinchera principal, excavada al poniente de la estructura, indujo un giro en el inmueble en dirección poniente-oriente, por lo que al detectarse este comportamiento, se procedió a reducir la velocidad de deformación en el sentido transversal de la estructura, implementando la inyección de agua en el costado poniente del edificio y permitiendo una deformación inferior a la que se venía induciendo en costado oriente. Mediante la implementación de éstas medidas, se redujo y revirtió sensiblemente el movimiento no deseado, logrando corregir aproximadamente el 50% del ocurrido.

La historia de desplazamientos verticales de corrección se presenta en las gráficas de las figuras 5.13a y 5.13b; por otra parte, las gráficas de la corrección de la verticalidad se muestran en las figuras 5.14a a 5.14d.

Como se mencionó anteriormente, el movimiento efectivo de corrección se desarrolló aproximadamente dos semanas después de la excavación del 100% de las cajas de subexcavación, alcanzando valores de corrección superiores a 1.5 cm/día, razón por la cual se limitaron a un máximo de 1.0 cm/día mediante las calzas colocadas.

El tiempo de corrección medido en este caso fue del orden de cinco meses, incluyendo las actividades referentes a la restitución del suelo subexcavado mediante la inyección de lodo fraguante. Dicha actividad, se inició cuando se alcanzó el 80% de la corrección teórica, asumiendo que se lograría el 100% de verticalidad. Así, se logró definir un periodo de cuatro semanas para que los movimientos se estabilizaran una vez restituido el suelo bajo el cajón.

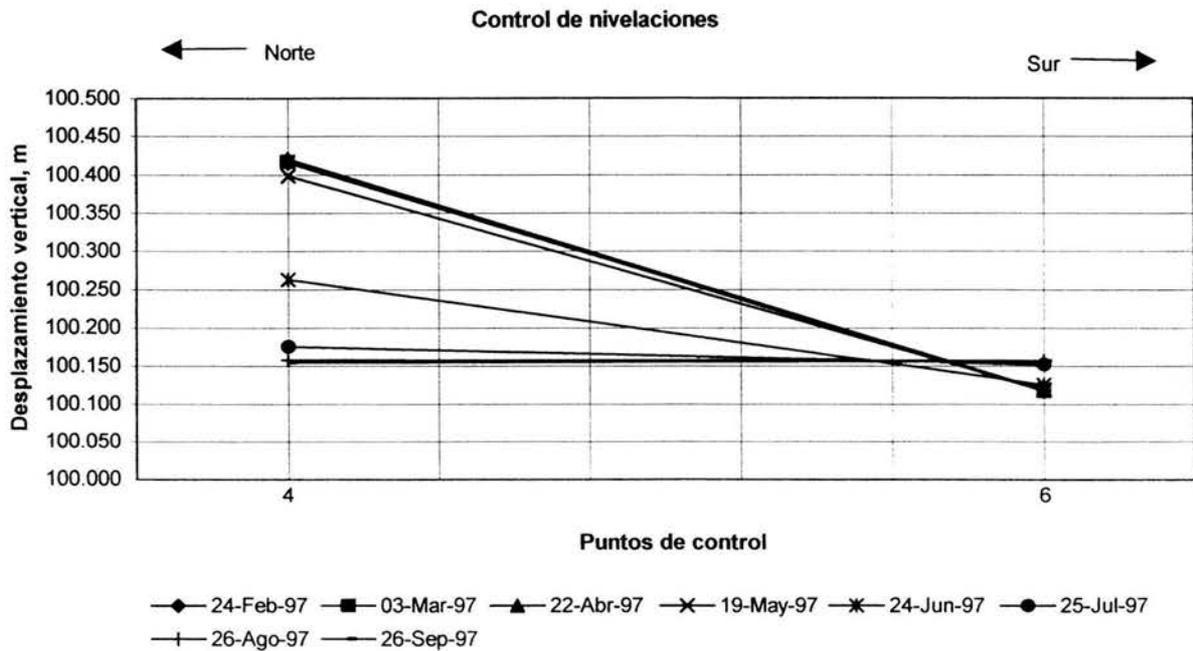
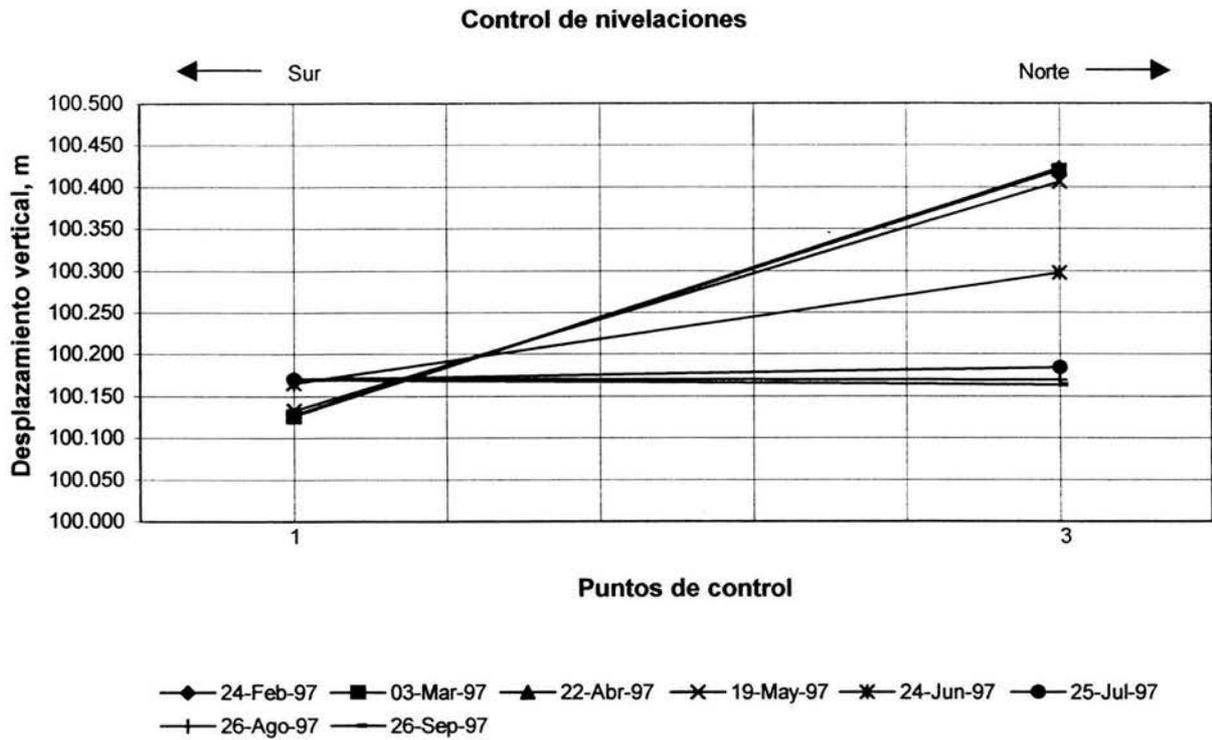


Fig. 5.13a Gráficas de control topográfico (sentido longitudinal)

Como puede observarse en las gráficas de control topográfico y plomos, se alcanzó una corrección del 100% en niveles en el sentido longitudinal; en sentido transversal se dejó pasada la estructura entre 0.9 y 1.3 cm de hundimiento en dirección poniente-oriente (lado norte y sur, respectivamente), esto debido a la presencia de la trinchera principal excavada en el costado oriente, que como se podrá percibir en las gráficas, generó desplazamientos no deseados, mediante la instrumentación se detectaron y corrigieron.

Mediante el seguimiento de los puntos de nivelación y plomos, fue posible establecer que el edificio presento un comportamiento como cuerpo rígido, ya que no presentó deformaciones angulares en sus ángulos interiores.

SEGUNDO CASO. 24 módulos de planta baja y dos niveles

Para dar seguimiento a los trabajos de renivelación, se instalaron puntos de nivelación (palomas) en los extremos de cada edificio que conforma parte de los módulos; asimismo, para monitorear la corrección de la verticalidad se midió el ancho de la junta constructiva entre edificios, ya que la instalación de plomos, para este caso, era mucho más compleja debido a que en la parte interior no existía espacio para su colocación, limitándose su uso en las fachadas. En la Fig. 5.15 se presenta la ubicación de palomas para el módulo que presentó mayor inclinación.

Para medir el ancho de la junta se utilizó un micrómetro digital, midiendo el ancho de la junta en el desplante de los muros y en las azoteas. Con dichas mediciones se observó que en el desplante de los muros la variación del ancho era despreciable, ya que variaba entre 1.0 y 0.5 mm, por lo que en todos los casos se consideró constante e igual a 10.0 cm. La ubicación de puntos de medición para el módulo más crítico se presenta en la Fig. 5.15.

Para poder definir la dirección de corrección de los plomos, la información obtenida con el micrómetro digital se asocio con las nivelaciones topográficas realizadas en los edificios.

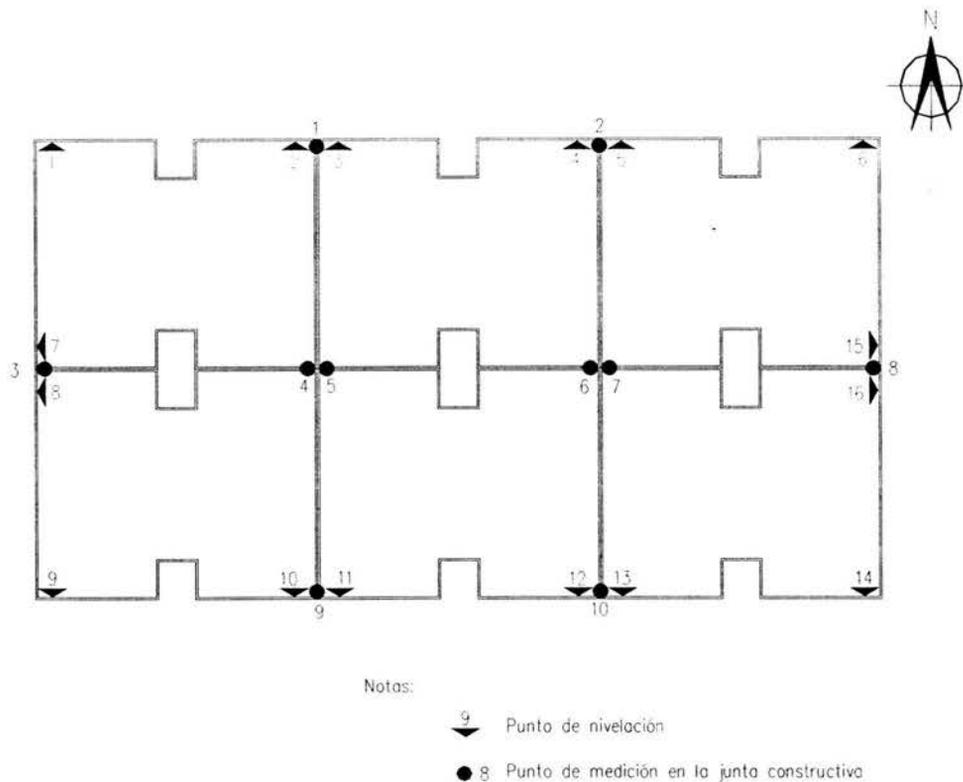


Fig. 5.15 Ubicación de puntos de nivelación y medición de juntas constructivas para el módulo con mayor inclinación

De esta forma se verificó que los edificios se comportaran como cuerpo rígido, alcanzando los niveles de deformación requeridos para la corrección geométrica en un lapso de aproximadamente tres meses, para el módulo más crítico, integrado por seis edificios.

El frenado de los inmuebles se realizó una vez alcanzado el 70% de la corrección total teórica, decisión adoptada a raíz de la sensibilidad de las arcillas. Alcanzado este nivel de corrección se inició la inyección de lodo fraguante para restituir el suelo subexcavado.

Como medida preventiva, en los módulos que presentaron mayor inclinación, la trinchera principal fue rellena con material compactado, para alcanzar un peso volumétrico del orden de 1.7 ton/m^3 . La colocación de este material en las trincheras principales tiene como objetivo que funcionen como un lastre que equilibre el estado de esfuerzos en la masa de suelo, para que de esta manera se establezcan los movimientos en los edificios a largo plazo.

Una vez restituido el suelo excavado y terminado el relleno de las trincheras principales, las estructuras se estabilizaron aproximadamente en tres semanas.

Algunas de las gráficas de control de nivelación se presentan en la Fig. 5.16 y de las juntas constructivas en las Fig. 5.17; en ambos casos se trata del módulo que presentó mayor deformación.

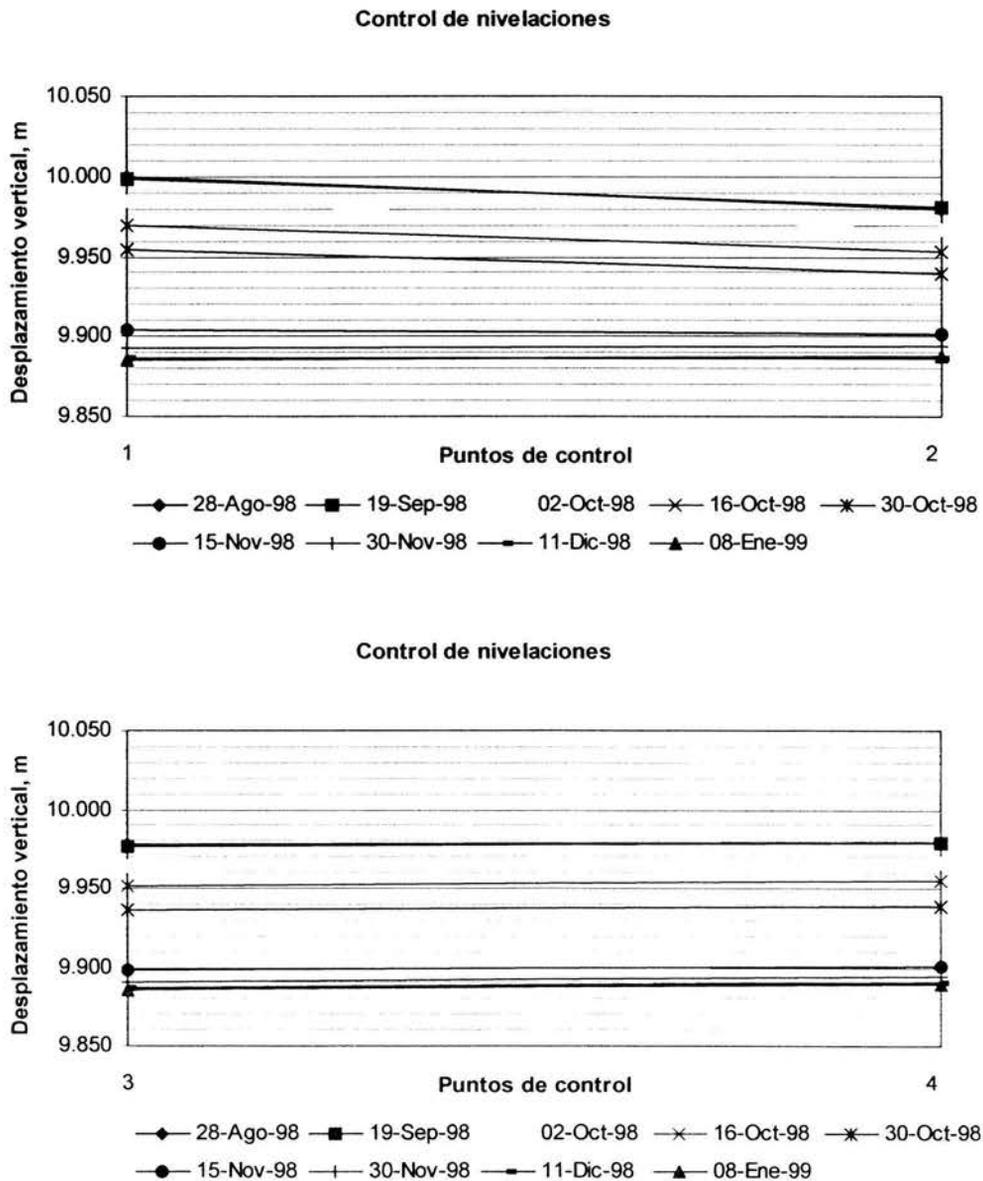
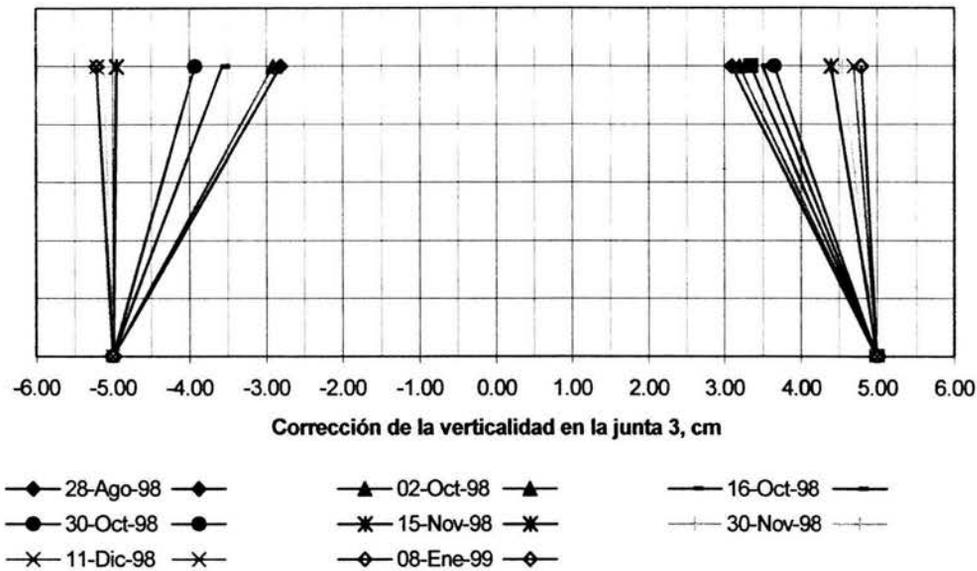


Fig. 5.16 Puntos de nivelación de un edificio de esquina y un edificio del centro

Control de Plomos



Control de Plomos

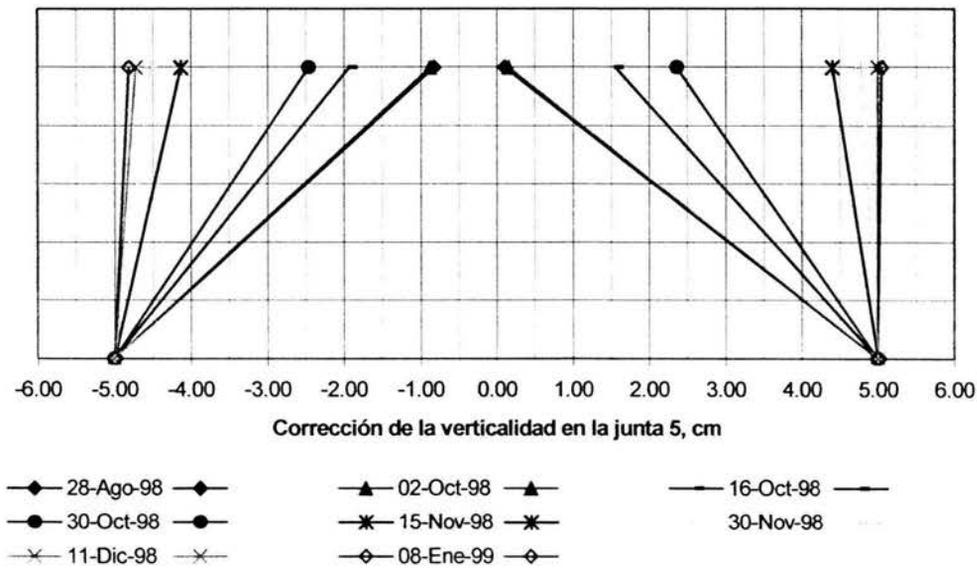


Fig.5.17 Control de medición de juntas y corrección de la verticalidad en una junta de orilla y una de centro

Como se puede observar en las gráficas, se lograron correcciones cercanas al 100%, asimismo, se puede establecer que el máximo hundimiento correctivo inducido a las estructuras fue del orden de 7.0 a 11.5 cm.

Cabe señalar que las estructuras contaban originalmente con una sobrelevación del piso terminado interior del orden de 20 cm con respecto al nivel de banqueteta, por lo que una vez realizados los trabajos de renivelación, aun presentaba una sobrelevación entre 5.0 y 7.0 cm con respecto al nivel de banqueteta, para los edificios con mayor corrección.

TERCER CASO. Dos edificios de planta baja y cuatro niveles

El seguimiento de los trabajos de subexcavación para estos módulos se realizó mediante puntos de nivelación topográfica, así mismo, se colocaron cuatro plomadas en las escaleras que se localizan en la zona central de los edificios y que forman parte de la estructura como apéndices de los edificios; sin embargo, la información obtenida de éstas no fue de gran utilidad, ya que las escaleras presentaban defectos constructivos que generaba confusión cuando se interpretaban los datos obtenidos. La ubicación de puntos de nivelación se presenta en la Fig. 5.18.

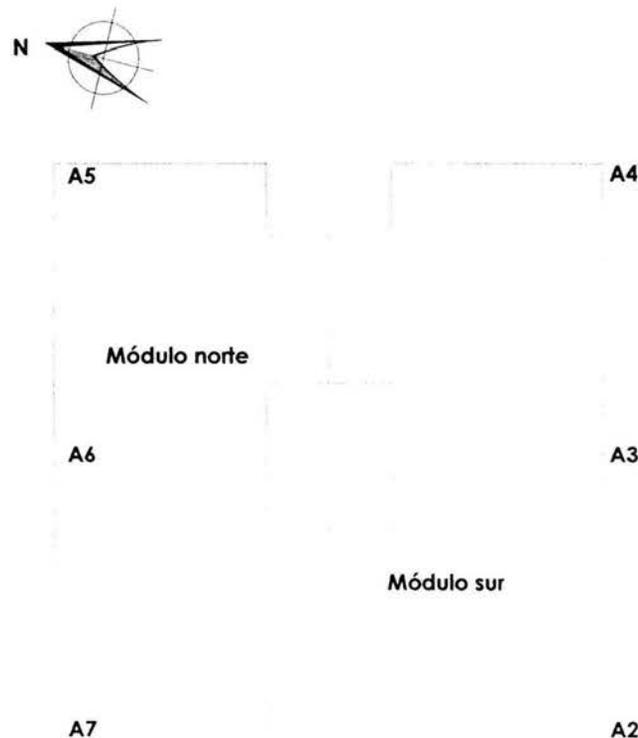


Fig. 5.18 Ubicación en planta de los puntos de nivelación

Los puntos de control se estuvieron monitoreando desde finales de noviembre de 2001, semanas antes del inicio de trabajos de subexcavación. Las gráficas de control de niveles se presentan en la Fig. 5.19.

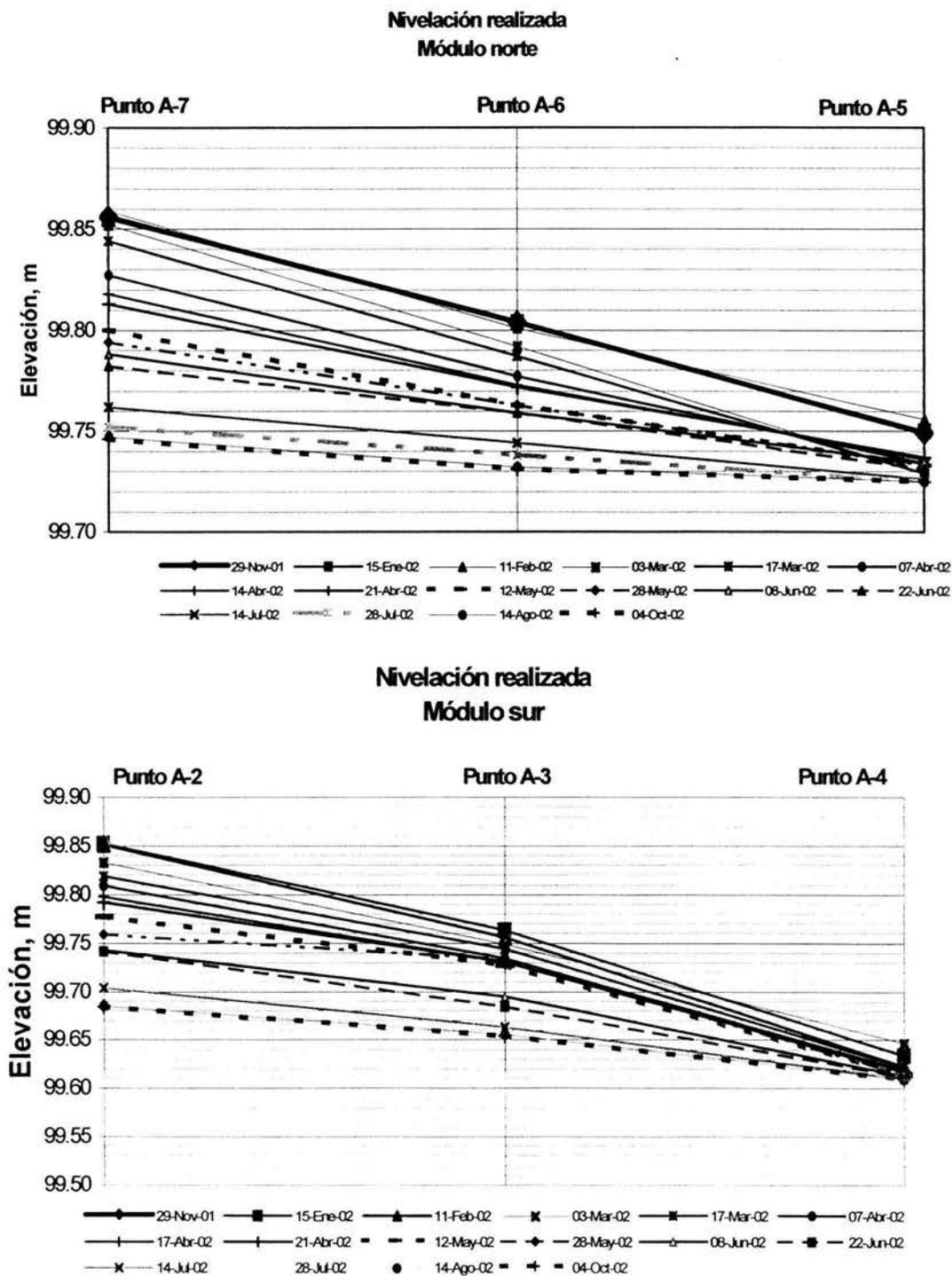


Fig. 5.19 Puntos de nivelación de los módulos

Como se observa en la figura, en este caso, se alcanzó el 80% de corrección en el módulo norte y el 67% en módulo sur. La razón se debe a que, tal como se mencionó en el subcapítulo anterior, el origen de la inclinación se debe a la imposición de una carga de magnitud importante, en el costado oriente de los módulos. Esta carga, de acuerdo a su magnitud, tiene mayor radio de influencia en la superficie; asimismo, el bulbo de presiones se profundiza, por lo que los asentamientos asociados son mayores. Así pues, los asentamientos generados en la cabecera oriente de ambos módulos continua siendo de mayor magnitud que la inducida por el método de subexcavación; este comportamiento se aprecia en la Fig. 5.19. Para tratar de incrementar la deformación en la cabecera poniente de ambos módulos se colocó un lastre distribuido en las celdas del cajón, cuya magnitud es del orden de aproximadamente 15 ton, distribuidas en un área de aproximadamente 60 m^2 , equivalente al 25% del área de contacto, transmitiendo una carga adicional uniformemente distribuida de 0.25 ton/m^2 . No obstante, se continuó manifestando la influencia de la estructura de la colindancia oriente.

Sin embargo, se midió la inclinación en las cabeceras oriente y poniente mediante aparato, definiéndose que la inclinación se encuentra entre 2.5 y 4.5 cm para el módulo norte y sur, respectivamente. Dichos valores se encuentran por debajo de la inclinación máxima visible que permite el Reglamento de construcciones y sus Normas técnicas complementarias (Ec. 1.1), el cual es de 9.1 cm para estas estructuras.

Por otra parte, en este caso, se presentaron grietas y fisuras en algunos de los muros de planta baja, sobre todo en los muros de la cabecera oriente, debido a la presencia de una cimbra que quedo atrapada entre estos muros y un muro de concreto que pertenece a la colindancia. Las grietas son el resultado de esfuerzos de compresión desarrollados por el giro de la estructura que apretó la cimbra entre ambas colindancias.

De acuerdo con lo anterior se suspendieron los trabajos de subexcavación y se procedió a la restitución del suelo subexcavado mediante la inyección de un lodo fraguante. El lastre colocado durante el proceso de nivelación se dejó para tratar de minimizar la tendencia al giro en dirección poniente-oriente. El tiempo de corrección en este caso fue de 11 meses.

Como puede observarse en este capítulo, existen diversas causas que pueden generar la inclinación de una estructura, por lo que resulta de gran importancia la definición de las causas que la originaron; asimismo, es conveniente comentar que aun cuando se tengan definidas las causas y se haya establecido un plan de nivelación, generalmente se realizan modificaciones o adecuaciones al procedimiento durante el proceso de los trabajos y estos dependen de la información que se obtenga de la instrumentación que se haya implementado.

Por otra parte, se podrá observar que no se menciona la implementación de “testigos” de yeso, ya que resultaba incomoda la presencia de estas marcas en las paredes de las estructuras, pues aunque los cuerpos presentaron un comportamiento de cuerpo rígido, se presentaron algunas fisuras y las ya existentes acusaron un ligero incremento en su magnitud. Por otra parte, no se consideró la colocación de estos testigos debido a la dificultad que representaba dar seguimiento a su comportamiento debido a que las estructuras se encontraban habitadas durante el proceso de los trabajos, a excepción del caso dos donde la problemática se presentó antes de que se habitaran los edificios.

Las gráficas presentadas muestran que en suelos de consistencia baja a semirígida, el tiempo de corrección es de aproximadamente cinco meses alcanzado casi el 100% de corrección; sin embargo, en un suelo de consistencia rígida a dura el tiempo de corrección se duplica, así como la meta de corrección, ya que en el tercer caso presentado se presentó ésta condición del suelo, aunado a las condiciones difíciles debido a la influencia de la colindancia.

6. COMPARATIVA ENTRE ALTERNATIVAS PARA LA RENIVELACIÓN DE EDIFICIOS

Como se ha planteado durante el desarrollo de este trabajo, la técnica de subexcavación presenta algunas ventajas si es comparada con algunas otras que se pueden utilizar para la renivelación de estructuras y como se ha aclarado, no es una técnica de recimentación, ya que ésta última necesariamente requiere de una intervención en la cimentación, es decir, de la adición de elementos estructurales o modificación de la misma.

Las alternativas que se analizarán en este capítulo se emplean para corregir excentricidades de carga, recimentar y renivelar edificios; asimismo, cada uno de ellas presenta ventajas y desventajas, que van desde el procedimiento constructivo hasta el costo.

En este capítulo se pretende hacer una comparativa entre las dificultades para la ejecución de diferentes técnicas que se han empleado para la renivelación de estructuras, así como de las posibilidades de ocupación durante la ejecución de los trabajos; asimismo, se tratan de valorar aspectos de sumo interés para el dueño de la estructura como para el ejecutante de la obra. Tales aspectos tienen que ver con los tiempos de ejecución, trabajos preliminares, restricciones de áreas, funcionalidad de la estructura durante el proceso de renivelación, mantenimiento una vez conseguida la renivelación y el costo de los trabajos.

Para la corrección del plomo de las estructuras se pueden emplear una técnica o la combinación de varias para alcanzar la meta de verticalidad de las estructuras. Pero, cada técnica presenta aspectos que tiene que ver con la restricción de áreas ocupadas de la estructura, funcionalidad u operación, magnitud de la inclinación, tiempo de respuesta, trabajos preliminares, mantenimiento después de conseguida la meta de corrección y costo de ejecución y mantenimiento.

Otra técnica para inducir hundimientos correctivos es mediante bombeo intenso en las zonas altas de la estructura. Desafortunadamente esta alternativa es mucho más complicada, ya que para generar hundimientos del orden de 15 a 20 cm se requiere que los conos de abatimiento sean

profundos para que se traslapen y generen mayor deformación; sin embargo; la zona de influencia puede inducir asentamientos indeseables en las colindancias; asimismo, requiere de instrumentación más especializada, ya que además de puntos control topográfico y plomadas, se necesita la instalación de bancos de nivel profundos y flotantes que midan la influencia del bombeo en el entorno de la estructura, así como la instalación de tubos de observación y estaciones piezométricas. Por estas razones se descartó esta alternativa para ser desarrollada en este capítulo.

6.1 Lastre

El empleo de lastre para conseguir la verticalidad de una estructura inclinada es uno de los recursos de mayor uso, ya que se puede utilizar material inerte (arena, tepetate, grava, etc.), muros de concreto, mamposterías y agua.

Este recurso se ha empleado generalmente para la corrección de excentricidades cuando el centro de cargas de una estructura se encuentra desfasado de manera importante con relación al centro geométrico de la cimentación; dicha excentricidad genera un momento de volteo estático que induce un incremento de esfuerzos en el cimiento que, dependiendo de su magnitud, puede producir una inclinación en la estructura, pues la distribución de esfuerzos en la masa de suelo no es del todo uniforme. Asimismo, se puede plantear su uso desde el diseño de la cimentación cuando se realizan los análisis correspondientes.

Utilizar un lastre capaz de inducir corrección en la verticalidad de una estructura implica precisar el centro de cargas para definir la posición del lastre, para que al generar un momento estático, la cimentación experimente un giro correctivo y transmita, tal como se mencionó en el párrafo anterior, un esfuerzo adicional al del esfuerzo de contacto. Por otra parte, este esfuerzo adicional provoca una deformación adicional en la masa de suelo por lo que la corrección se induce.

No obstante, la facilidad con la que en un principio es posible atacar el problema, presenta algunos inconvenientes, los cuales se mencionan a continuación.

Magnitud y volumen del lastre. En función de la inclinación del edificio, se precisa el centro de carga del lastre, así como su magnitud; esto implica conocer de manera detallada los esfuerzos adicionales que deberán ser inducidos para elegir el material cuyo peso volumétrico proporcione las dimensiones mínimas pero con la carga suficiente para transmitir dichos esfuerzos de corrección. En este caso, es de suma importancia la elección del material a utilizarse ya que de ello dependerá el área afectada para la inclusión del lastre. Los materiales que generalmente se utilizan para la colocación de lastres son arena, tepetate, concreto ciclópeo y agua.

Ubicación y áreas útiles. Es necesario determinar la ubicación del lastre para que efectivamente sea capaz de generar la corrección deseada, y para ello, una vez definida la posición y magnitud del mismo, es recomendable tratar de aprovechar las zonas que no son utilizadas para servicios. Por otra parte, se deben aprovechar las condiciones de cimentación existentes, es decir, en caso que la cimentación esté resuelta con un cajón y éste no presente utilidad alguna para la funcionalidad del edificio, se puede utilizar para la colocación del lastre; no obstante deberá valorarse la factibilidad de utilizarlo, ya que en ocasiones las celdas de los cajones pueden estar aisladas y representará trabajos adicionales de demolición para acceder a ellas. Asimismo, en el caso de que se trate de una solución con losa de cimentación, la única posibilidad de ubicación es la planta baja, ya que no es recomendable utilizar los entrepisos debido a las magnitudes de carga del lastre y a la generación adicional de carga muerta, cortante y momento de volteo que se induciría a la estructura.

Como se ha mencionado, el tamaño y ubicación del lastre condicionará los espacios útiles que deberán ocuparse de manera temporal durante los trabajos de nivelación; esto implica que, dependiendo de la solución de la cimentación, se deba desalojar parcial o totalmente la planta baja o ciertas zonas del inmueble, así como la restricción en el uso de ciertas áreas comunes o de servicios. Adicionalmente, debe cuidarse la limpieza de los alrededores de la zona durante la colocación del lastre, durante su permanencia y una vez que sea retirado.

Cuando el lastre no se puede colocar dentro del área de la construcción, se recurre a depositarlo junto a la estructura en la zona que se desea bajar; pero, dependiendo de las condiciones del inmueble, se define si esto es posible. Lo anterior se refiere a si la estructura tiene colindancias

tales como estructuras o calles, ya que en estas condiciones difícilmente se podría colocar dicho lastre.

Tiempo de colocación. Uno de los parámetros que hacen poco atractiva esta alternativa de renivelación es el tiempo de corrección. Si bien el tiempo de ejecución puede ser muy corto, el tiempo en el que hay que mantener el lastre para obtener la corrección puede llegar a ser muy largo; asimismo, las propiedades de deformación del suelo son un factor importante, ya que el fenómeno de consolidación del suelo es una función del tiempo y magnitud de la carga, permeabilidad y condiciones hidráulicas del mismo.

Cuando el problema de inclinación tiene su origen en excentricidades de carga, el uso de lastre puede ayudar a corregir la excentricidad; sin embargo, se deben implementar acciones adicionales. La determinación del tiempo que ha de utilizarse el lastre se realiza con apoyo en ensayos de consolidación unidimensional, extrapolando la información obtenida de los ensayos a las condiciones reales del problema.

Cimentaciones en la que se recomienda su uso. Como se ha mencionado, la colocación de un lastre se puede realizar en una cimentación resuelta con cajón, losa o zapatas, es decir, prácticamente para cualquier estructura; no obstante, el empleo de lastre para cimentaciones solucionadas con zapatas es más complicado, ya que para garantizar la eficiencia de esta solución es necesario colocar el lastre prácticamente sobre la zapata o adyacente a ella, lo que implica desocupar grandes áreas útiles y en el peor de los casos demoler para desligar firmes o cualquier otro elemento que pudiera restringir el giro de la estructura.

Por estas razones, el empleo de lastres se utiliza con mayor recurrencia en aquellas cimentaciones resueltas con cajones o losas. Asimismo, y a pesar de que resulta más conveniente utilizar esta técnica de renivelación en los tipos de cimentación mencionados, su factibilidad se define de acuerdo a la magnitud de corrección que se quiera obtener.

Costo. El costo de una renivelación mediante la colocación de lastre depende de la magnitud del mismo y de la dificultad que se tenga en la colocación. Tal como se menciona, se requiere el

material que formará el lastre y la mano de obra necesaria para realizar las actividades (que para la colocación a base de costaleras no requerirá más de un cabo y peones suficientes). Dichas actividades comprenden desde la colocación del material en costales (cuando el material es granular) hasta el acarreo y acomodo. Posteriormente se tendrá un seguimiento topográfico al menos para seguir el comportamiento del inmueble una vez lastrado.

No obstante, no siempre resulta tan simple el procedimiento constructivo, ya que en ocasiones se requiere mano de obra especializada para realizar el trabajo, tales como un cabos y oficiales, ya que al colocar lastres formados por concreto ciclópeo o mamposterías resulta más complicado.

Así, dependiendo de la magnitud de carga requerida para la corrección geométrica será el volumen de material requerido y de los tiempos de ejecución, la mano de obra necesaria. También debe considerarse el tipo de cimentación con el que fue resuelta la estructura, ya que es posible que se tenga que desocupar el inmueble, al menos en planta baja, lo cual implicaría que las familias que la ocupan tendrían que salir de sus viviendas para poder realizar el trabajos, requiriendo alojamiento temporal rentando otra vivienda; o bien, tolerar las incomodidades que presenta el manejo de materiales cuando se trata de un cajón.

6.2 Pilotes de control

El empleo de pilotes de control más que una técnica de renivelación se tipifica como una técnica de recimentación; sin embargo, se puede emplear a la par para conseguir la corrección geométrica de una estructura.

Para el desarrollo de los trabajos de esta técnica se requiere en primera instancia que fundamentalmente los pilotes tomen en su totalidad la carga de la estructura, es decir, deberían utilizarse cuando se considera que la cimentación del inmueble ha sido escasa y se limitaría a estructuras de más de cuatro niveles. Estas restricciones se consideran debido a que el costo de esta técnica como tal, es muy elevada para utilizarse como de renivelación exclusivamente, sobre todo tratándose de vivienda de interés social; asimismo, debe contemplarse la necesidad de

ocupar áreas importantes para la realización de los trabajos, aun cuando se pudiera realizarse en etapas.

Como se menciona, la carga de la estructura debería gravitar necesariamente en los pilotes, para que de esta manera se pueda generar el desplazamiento correctivo y generalmente requiere de trabajos adicionales para garantizar la corrección geométrica de la estructura.

El proceso constructivo de una alternativa como esta es mucho más complejo que las demás, ya que el hincado de los pilotes implica el empleo de equipo y limita la geometría éstos.

Áreas útiles. Como se ha comentado, el desarrollo de los trabajos de esta técnica es más complicado, ya que dependiendo del tipo de cimentación con que se cuente, se incrementará el grado de dificultad de las actividades.

Generalmente, se tienen que desocupar en su totalidad las áreas donde se colocarán los pilotes, usualmente la planta baja de los edificios si están resueltos con losa o bien el cajón de cimentación, en el caso de que así este resuelta la cimentación; sin embargo, para esta última consideración se deben contemplar las dimensiones del cajón, ya que en ocasiones la altura libre del mismo no permite realizar las maniobras de demolición, perforación e hincado. Así pues, debe considerarse la posibilidad de reubicar los pilotes cuando estos se necesitan en la zona donde existe alguna cisterna.

Procedimiento constructivo. Una vez resuelto el problema de la posición de los pilotes y dado que los espacios son reducidos, el tipo de pilote que se utiliza es tipo Mega ó segmentado, con una geometría circular o cuadrada en su sección transversal y con longitudes máximas de 1.0 a 1.5 m para facilitar su manejo. Estos pilotes son prefabricados y pueden ser cuadrados, circulares u octagonales.

El hincado de los pilotes se realiza mediante perforación previa, realizando el hincado a presión mediante marcos de reacción y gatos hidráulicos, o bien mediante la perforación con extracción

de material, con un diámetro ligeramente inferior a la diagonal de pilotes cuadrados o al diámetro para circulares y octagonales.

Hincados los pilotes se deben colocar los controles que tienen la función de transmitir las cargas de la estructura a los pilotes; estos mecanismos de carga están formados por puentes de reacción que se anclan a la losa de fondo de la estructura y que ocupan un espacio aproximado de 1.0 x 0.5 m. A la vez que transmiten las cargas de la estructura al pilote, los marcos de reacción o controles permiten corregir los desplazamientos verticales que se presenten en la estructura. Dicha corrección se realiza recortando la cabeza del pilote para bajar la estructura en la zona que ha quedado alta.

Adicionalmente, se debe considerar que para la colocación de los controles se requiere de espacio suficiente para alojarlos, lo cual implicaría ocupar espacios útiles de la estructura o bien construir los recintos donde se colocarán los controles con las implicaciones constructivas y estructurales para reforzar los elementos existentes (losas, contratraveses, dados, etc.)

Tiempo de ejecución. El tiempo en el que se desarrollarán los trabajos depende en gran medida del tiempo de fabricación e instalación de los pilotes, así como el de los mecanismos de control. Además, se debe considerar el tiempo en el que se los pilotes empiezan a tomar carga o el tiempo en el que se darán las precargas para que la estructura se renivele.

Consideraciones de diseño. Para el diseño de los pilotes se debe tomar en cuenta el hundimiento regional de la zona para que se considere el efecto de la fricción negativa. Por otra parte, se debe revisar la capacidad de la losa de fondo, ya que el anclaje de los sistemas de control transmite toda la carga de la estructura de manera puntual a los pilotes. Es conveniente mencionar que este tipo de pilotes no es capaz de tomar tensiones debido a que esencialmente no están ligados a la subestructura (generalmente losas).

Costo. En cuanto al costo, una renivelación mediante pilotes de control debe utilizarse cuando la estructura es del orden de 4 o más entrepisos y cuando la densidad del mismo así lo justifique.

Así, ésta alternativa es de mayor costo comparada con las dos técnicas que se discuten en este capítulo.

6.3 Subexcavación

La técnica de subexcavación es de aplicación relativamente reciente, si se compara con el empleo de lastres y pilotes de control. Como se mencionó en capítulos anteriores, es la extracción lenta y controlada del suelo bajo la cimentación de una estructura para hacer descender las partes altas.

A diferencia de las técnicas mencionadas, es posible renivelar una estructura ocupada por sus habitantes, no obstante, se requiere de espacios mínimos para la ejecución de los trabajos, tanto para excavar las zanjas de acceso o lumbreras, como para el almacenamiento temporal del material extraído.

Procedimiento constructivo. Como se describen los casos mencionados en el capítulo 5, el procedimiento general de una subexcavación consiste en realizar trincheras principales o lumbreras para acceder al suelo bajo la cimentación, extraer la masa de suelo necesaria para mover artificialmente el centro geométrico de la cimentación y generar una excentricidad con respecto al centro de cargas. Esto incrementa la magnitud de los esfuerzos en la masa de suelo que permanece en contacto con la cimentación y consecuentemente, se deforma. Finalmente se restituye el suelo subexcavado con un material que sea semejante al suelo extraído, tanto en deformación como en resistencia y peso volumétrico. Una vez alcanzada la meta de corrección y restituido el suelo subexcavado se reconstruye la zona donde se excavó la lumbrera.

A diferencia de las otras alternativas, ésta técnica presenta algunas virtudes; por ejemplo, la ubicación de las trincheras o lumbreras es más generosa, porque permite ubicarlas en espacios relativamente pequeños, ya que se puede construir una lumbrera y las trincheras de subexcavación se realizan por debajo de la cimentación del inmueble. No obstante, la dificultad es ubicar la zona donde se almacenará temporalmente el material subexcavado mientras es sacado de la obra. Por otra parte, dado que es posible realizar los trabajos con la estructura ocupada prácticamente al 100%, se deben tener medidas de seguridad relativamente más estrictas que cuando el inmueble esta desocupado.

Tiempo de ejecución. Si bien no es posible definir un periodo de tiempo, es posible establecer metas de corrección conforme los resultados de la instrumentación lo señalen, así como las condiciones de la estructura. Sin embargo, para estructuras de interés social, los tiempos de ejecución pueden oscilar entre 5 y 8 meses de trabajos considerando la restitución del suelo subexcavado una vez que se ha alcanzado la meta de corrección. Claro está que el comportamiento de la estructura es un punto importante para definir las metas de corrección y aun cuando teóricamente se haya establecido una meta, el proceso puede interrumpirse o alargarse de acuerdo a dicho comportamiento. Así, cuando los tiempos y las peculiaridades de alguna estructura se vuelven un factor importante para corregir la verticalidad de un inmueble es recomendable que la corrección alcanzada sea tal que se encuentre por debajo de los rangos máximos que estipulan las Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones.

Costo. En términos de magnitud el costo beneficio de una renivelación por medio de este método puede ser del orden de un 40 al 60% de lo que implicaría una renivelación, o mejor dicho, recimentación por medio de pilotes de control.

Si bien esta técnica no es una recimentación, es una alternativa para mantener o incrementar la vida útil de una estructura, que por ser clasificada como de interés social carece de sistemas constructivos muy especializados e instrumentos financieros importantes, como lo podrían ser estructuras de vivienda de interés medio a residencial.

En la Tabla 6.1 se enlistan las ventajas y desventajas de las tres técnicas de renivelación comentadas.

Tabla 6.1. Comparativa entre, lastre, pilotes de control y la técnica de subexcavación para la renivelación de edificios de interés social

Lastre		Pilotes de control		Subexcavación	
Ventajas	Desventaja	Ventajas	Desventaja	Ventajas	Desventaja
<ul style="list-style-type: none"> - Económicamente es la solución de menor costo. - La colocación y retiro demanda cierta cantidad de mano de obra; sin embargo, una vez colocado, no se requiere de personal adicional, más que de monitoreo topográfico. - Se puede mantener permanentemente siempre y cuando exista el espacio necesario para ello. 	<ul style="list-style-type: none"> - El tipo y volumen de material que formará el lastre está en función de la magnitud de carga necesaria para inducir la corrección. - Generalmente el espacio requerido para su colocación demanda grandes áreas. - Su uso se recomienda en edificios cuya cimentación está resuelta en losas o cajones. - Por el área requerida se llegan a perder áreas útiles importantes en las estructuras, tales como cajones o la planta baja del edificio si la cimentación es una losa. - No es recomendado su uso en inmuebles desplantados en zapatas debido a los daños en los pisos de planta baja, ya que es necesario demolerlos porque éstos son una restricción al inducir la corrección a la estructura. - El tiempo requerido para que se presente la corrección puede ser de meses a años. 	<ul style="list-style-type: none"> - Más que una técnica de renivelación es una técnica de recimentación, donde las cargas de la estructura se transmiten a los estratos resistentes o de menor deformación. - Una vez colocados los pilotes e instalados los controles es posible ajustar la longitud de los mismos para seguir el hundimiento regional o bien corregir la inclinación cuando se debe a problemas de microfisuración de los suelo de apoyo superficial. - Esta solución es definitiva aunque hay que proporcionarle mantenimiento periódico 	<ul style="list-style-type: none"> - Se requiere demoler localmente las losas del cajón y la losa de fondo para hincar los pilotes. - Se requiere de perforación previa para el hincado. - Necesariamente los pilotes deben ser tipo Mega, de sección cuadrada, circular u octagonal, en tramos de 1.0 a 1.5 m de longitud. -La instalación de los controles en la cabeza de los pilotes requiere de reestructurar localmente las losas de fondo. - En la zona donde existe losa, los controles quedarían sobre el nivel de piso terminado o bien se tendrían que construir nichos bajo ésta para alojar los controles. -A largo plazo se puede desarrollar fricción negativa en el fuste de los pilotes, la cual habrá que considerar en el diseño de los pilotes o bien implementar fundas deformables para que se puede cancelar la fricción negativa. -Se requiere de mantenimiento periódico en los sistemas de control. - Se requieren trabajos adicionales para renivelar la estructura, además de aplicar precarga a los pilotes. - Es posible inducir afectaciones a los inmuebles colindantes por emersiones. - Es la técnica de mayor costo. 	<ul style="list-style-type: none"> - Los trabajos se realizan bajo la cimentación accediendo a través de lumbreras. - No se requiere demasiado equipo para realizar los trabajos. - Una vez realizada la nivelación de la estructura, es posible volver a subexcavar en un periodo que puede ser estimado. - Se puede combinar con el empleo de un lastre para acelerar la corrección. - Las demoliciones que se requieren para realizar los trabajos son mínimas. - Ya que no se agregan nuevos elementos a la cimentación, no es necesario reestructurar la cimentación. - El tiempo y complejidad de los trabajos es inferior que el de los pilotes de control. - Es más costosa que la utilización de lastres pero es mucho más económica que una renivelación con pilotes de control. - Se puede subexcavar nuevamente la estructura en caso de que se sigan presentado los hundimientos diferenciales. 	<ul style="list-style-type: none"> - Es un trabajo que requiere de un número importante de mano de obra. - El volumen de material que hay que subexcavar es alto. - El suelo extraído mediante la subexcavación debe remplazarse mediante un suelo artificial constituido por un lodo fraguante que presente propiedades similares a las del suelo subexcavado. - El tiempo de corrección depende en gran medida de la reacción del suelo y de la estructura. - No es una solución definitiva, ya que pueden seguir presentándose los hundimientos diferenciales.

CONCLUSIONES

La vivienda de interés social ha sido en los últimos años una oportunidad para que la mayor parte de la gente trabajadora se haga de un patrimonio; por ello, cuando su vivienda se ve afectada por problemas de inclinación que generan grietas, es razonable que asistan a las instancias correspondientes para que revisen y determinen las causas que originaron los problemas.

A su vez la dependencia correspondiente tendrá que solicitar al constructor que responda por la calidad de estructura y que demuestre que no existieron errores en el diseño o durante la construcción del inmueble. Para ello el constructor tendrá que solicitar el apoyo técnico de varios especialistas, tales como estructuristas y geotecnistas, los cuales una vez que realicen la inspección de la construcción y realizados los estudios y análisis correspondientes, valoraran las posibles causas que originaron el problema y definirán la posibilidad de regresar a la estructura a su verticalidad de origen y si es necesario recimentar o simplemente renivelarla.

Ejemplos como el anterior fueron expuestos en el desarrollo de este trabajo, donde se pudo observar que técnicamente es posible aplicar varias alternativas para poder recuperar la verticalidad de una estructura. Claro esta, es de suma importancia definir el origen de la inclinación, ya que de ello dependerán las recomendaciones y acciones que complementarán, en su caso, los trabajos de renivelación.

Si bien las diferentes técnicas que se pueden emplear para recuperar la verticalidad de una estructura dependen de la magnitud de la corrección que se desea alcanzar, también resulta interesante el procedimiento constructivo que deberá adoptarse para su ejecución. Por otra parte, ligado al procedimiento constructivo, se deben tomar en cuenta las necesidades de la gente que habita dicha estructura, el costo y el tiempo que se requieren para llevar a cabo los trabajos.

Una vez valorados estos aspectos importantes para la corrección geométrica del inmueble, se ha observado que la técnica de subexcavación es un procedimiento que permite realizar la

corrección con la singularidad de permitir que los habitantes ocupen su vivienda durante el proceso y constaten la recuperación de la verticalidad y por ende, de su patrimonio.

Desde el punto de vista técnico, la subexcavación presenta mayores ventajas comparada con la colocación de lastres y pilotes de control, ya que puede realizarse, si el caso lo requiere, en espacios mínimos, realizando los trabajos por debajo de la cimentación de las estructuras; económicamente, se encuentra entre la utilización de lastres y la instalación de pilotes de control. Por otra parte, el tiempo en que se puede obtener la corrección de la estructura se encuentra ligeramente por debajo de la alternativa de pilotes de control.

Las restricciones de espacios y complejidad de la colocación de lastres e instalación, operación y mantenimiento de los pilotes de control, hacen que la técnica de subexcavación resulte más atractiva. No obstante que esta técnica se ha usado para renivelar estructuras de gran dificultad técnica, se ha podido adaptar a las condiciones de las viviendas de interés social que por su costo directo, generalmente están resueltas con mamposterías de tabique, estructuración muy sensible a las deformaciones, sobre todo cuando las velocidades de hundimientos son altas. Asimismo, debe recordarse que generalmente las viviendas de interés social están resueltas con cimentaciones superficiales (zapatas, losas y cajones), las cuales demandan un porcentaje del costo de la obra del orden del 15% para los casos más complicados como lo sería un cajón.

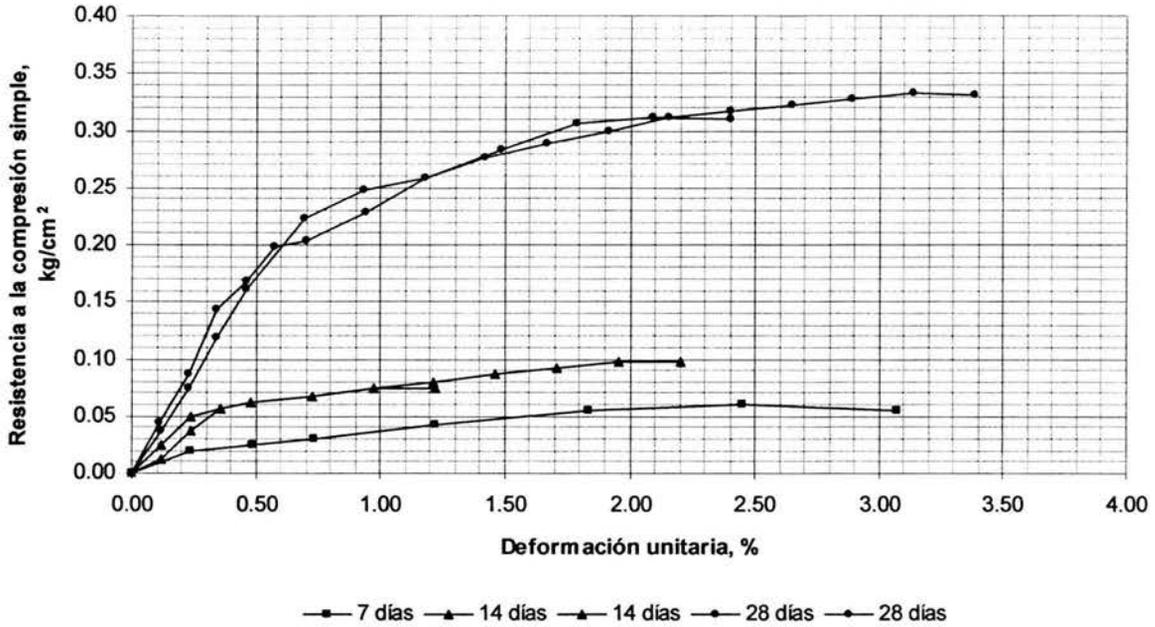
Por ello, ésta técnica de renivelación se ha vuelto una alternativa muy atractiva para resolver problemas de inclinación tan recurrentes en algunas zonas con condiciones difíciles de suelo como la ciudad de México, Ecatepec, Tultitlán y Coacalco, donde se encuentran suelos muy susceptibles a los cambios de humedad o con problemas de microfisuramiento y donde ha habido un gran auge de unidades habitacionales constituidas por casa individuales o edificios de tres a cuatro niveles.

Sin lugar a dudas esta técnica tiene mucho que ofrecer para la solución de problemas de inclinación de edificios y casas de interés social.

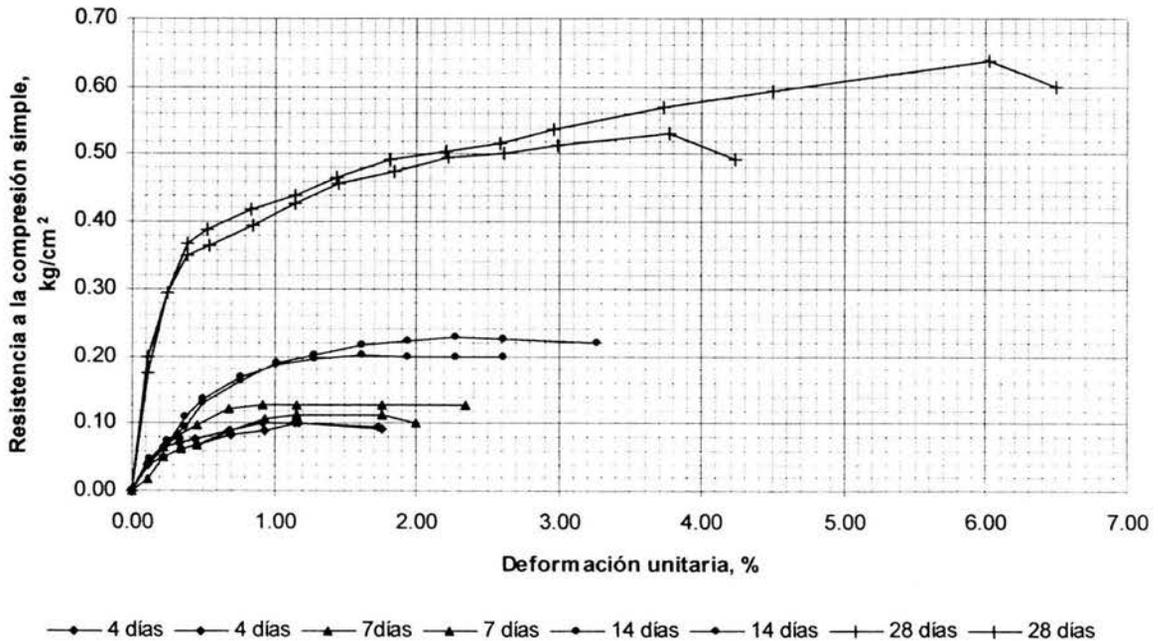
ANEXO

**RESISTENCIAS OBTENIDAS PARA DIFERENTES
MEZCLAS DE LODO FRAGUANTE**

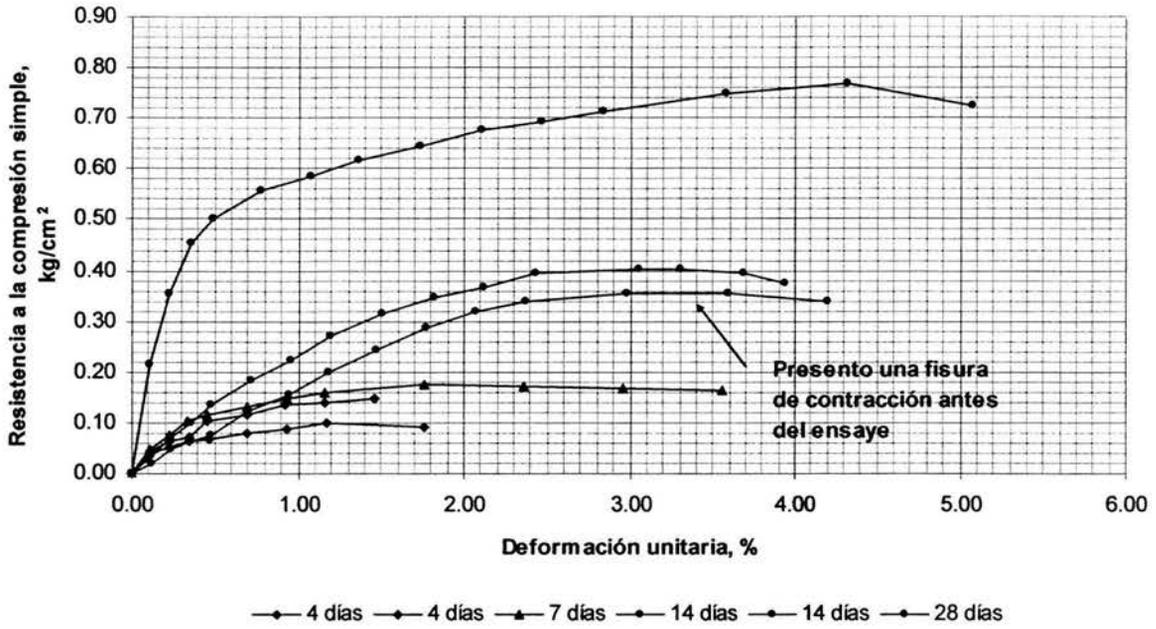
Lodo fraguante
Mezcla: 1m³ de agua: 75 kg bentonita: 100 kg cemento



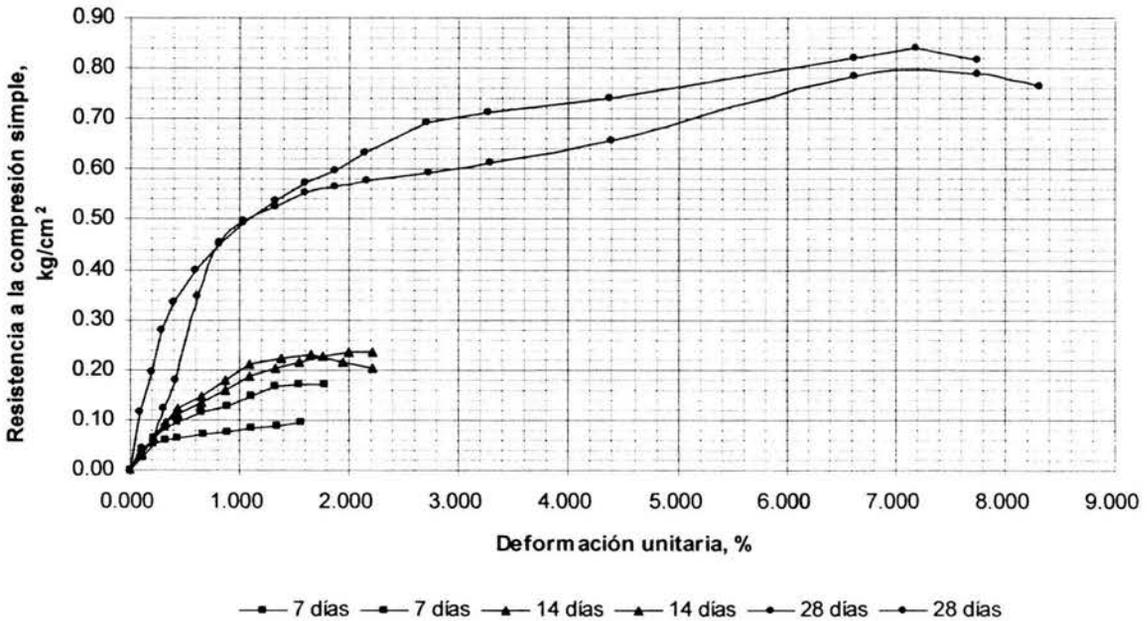
Lodo fraguante
Mezcla: 1m³ de agua: 75 kg bentonita: 75 kg cemento: 5% silicato de sodio



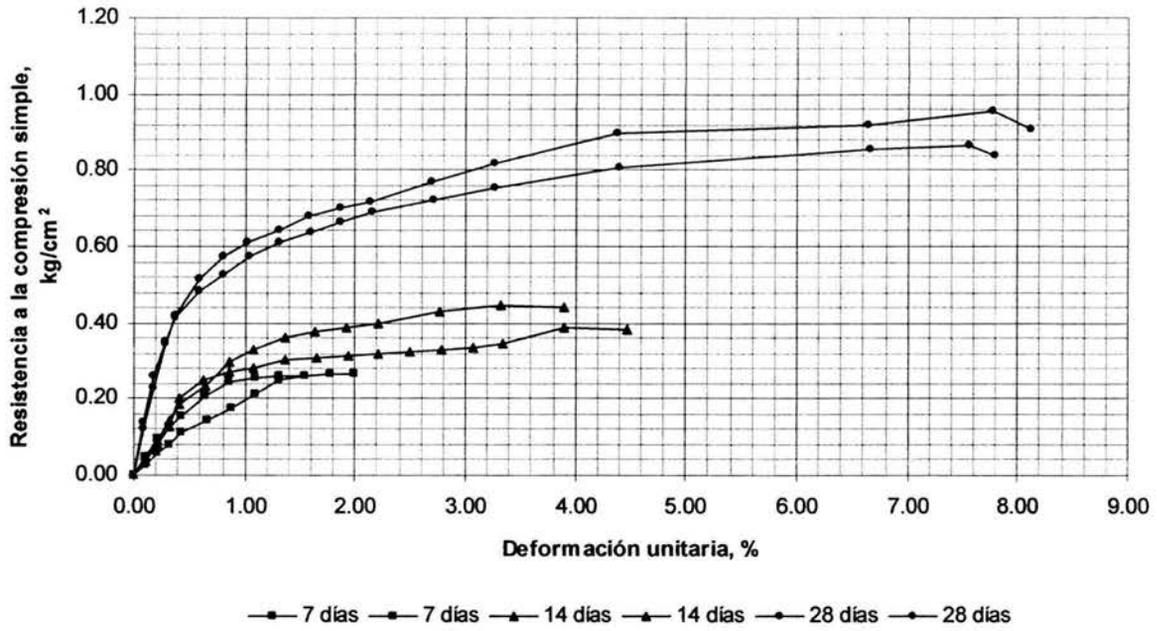
Lodo fraguante
Mezcla: 1m³ de agua: 75 kg bentonita: 100 kg cemento: 5% silicato de sodio



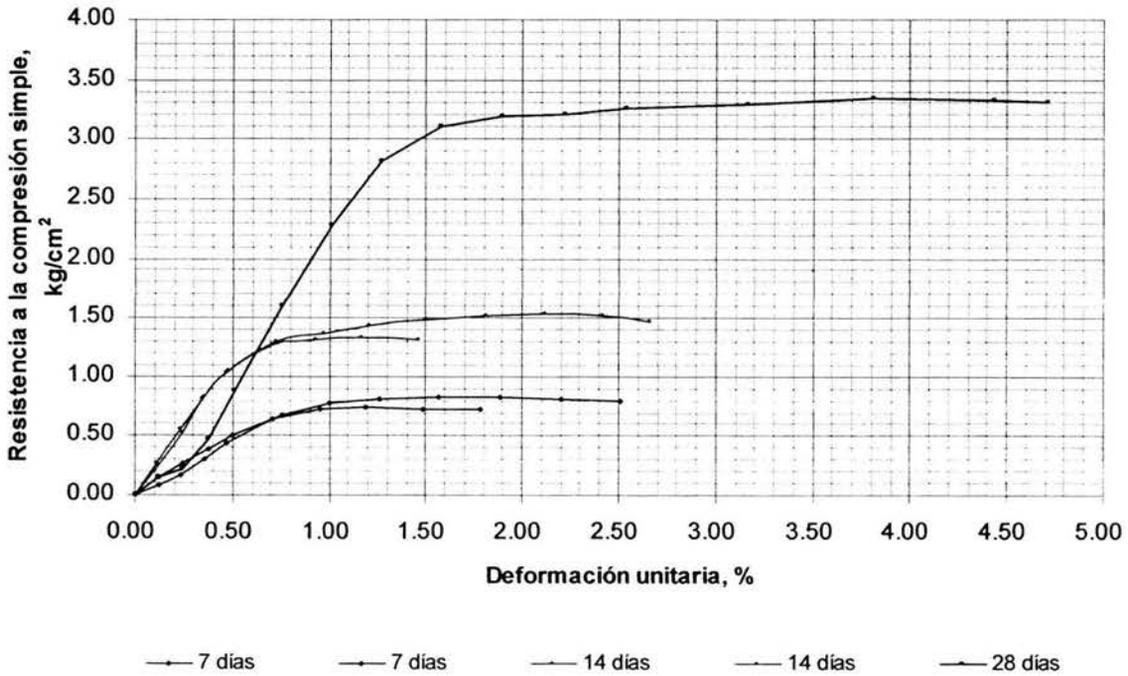
Lodo fraguante
Mezcla: 1m³ de agua: 100 kg bentonita: 100 kg cemento



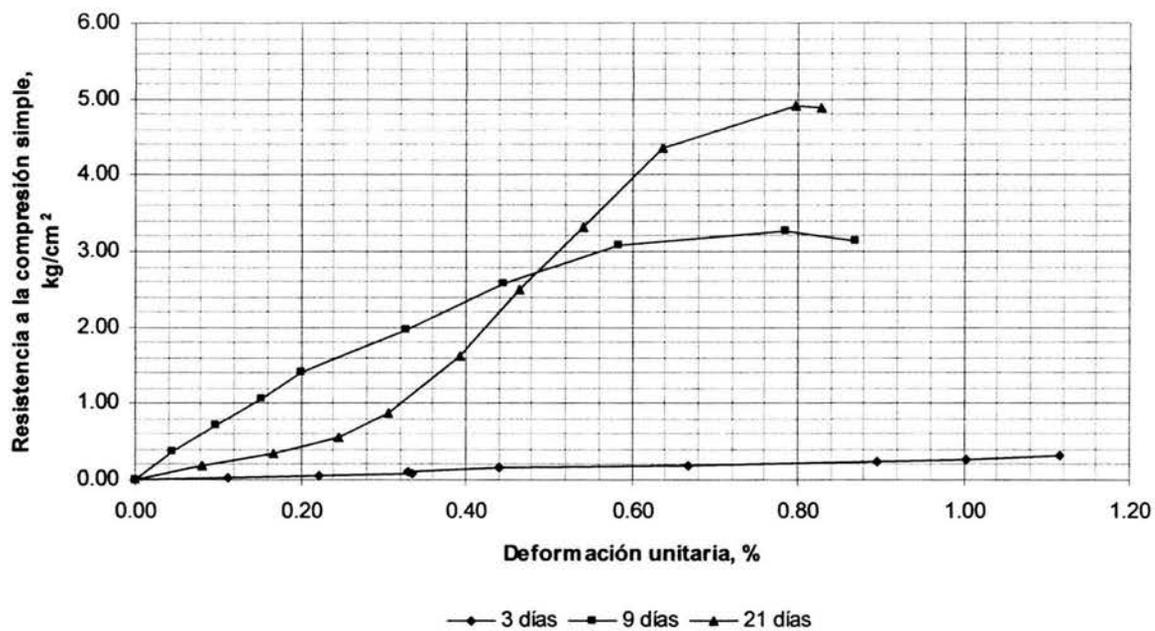
Lodo fraguante
Mezcla: 1m³ de agua: 100 kg bentonita: 150 kg cemento



Lodo fraguante
Mezcla: 1m³ agua: 100 kg bentonita: 200 kg cemento



Lodo fraguante
Mezcla: 1m³ de agua: 50 kg bentonita: 300 kg cemento



BIBLIOGRAFÍA

1. Mooser, F. et al, (1996), *Características geológicas y geotécnicas del Valle de México*, Serie 100 km de Metro N° 11
 2. Tamez, E. et al (1997), *Diseño geotécnico de túneles*, TGC Geotécnica S. A.
 3. Tamez, E., Santoyo, E. y Cuevas, A. (1992), *La Catedral Metropolitana y el Sagrario de la Ciudad de México. Corrección del Comportamiento de sus Cimentaciones*, Volumen Raúl J. Marsal, SMMS
 4. Carrillo Nabor, *Hundimiento de la Ciudad de México y Proyecto Texcoco*, Secretaría de Hacienda y Crédito Público
 5. Zeevaert, L. (1983), *Foundation Engineering for difficult subsoil conditions*, Van Nostrand Reinhold
 6. Juárez, E. y Rico A. (1963), *Mecánica de Suelos*, Tomos I y II, Ed. Limusa
 7. Tamez, E. et al (1987), *Manual de diseño geotécnico*, Tomos I y II, COVITUR, Departamento del Distrito Federal
 8. Sowers, G. (1970), *Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones*, Ed. Limusa
-
- Ref. 1. Departamento del Distrito Federal (1995), *Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones*, Gaceta Oficial del DDF, Berbera Editores.
 - Ref. 2. Terracina, F. (1992), *Foundations of the Tower of Pisa*, Geotechnique, Vol. 12 N° 13
 - Ref. 3. Santoyo, E. y Segovia J., (1995), *Recimentación y Renivelación de estructuras y monumentos*, TGC Geotécnica S. A.

- Ref. 4. Santoyo, E., Sánchez, B. y Prieto, H. (1990), *Renivelación de un Conjunto de Edificios*, Reunión de Recimentaciones, SMMS
- Ref. 5. Rojas, E., Romo, M. P. y Saldívar, E.(1994), *Comportamiento de una probeta cilíndrica con perforación central y su aplicación al procedimiento de subexcavación*, Proyecto patrocinado por la Secretaría de Desarrollo Social (SEDESOL) desarrollado en el Instituto de Ingeniería
- Ref. 6. Tamez, E., Santoyo, E. y Cuevas, A. (1992), *La Catedral Metropolitana y el Sagrario de la Ciudad de México. Corrección del Comportamiento de sus Cimentaciones*, Volumen Raúl J. Marsal, SMMS
- Ref. 7. Tamez, E., Santoyo, E, Zaldivar, S., Meli, R., et al (1995), *Catedral Metropolitana: Corrección Geométrica, Informe Técnico*, Asociación Amigos de la Catedral Metropolitana de México A. C.