

76
20je.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ACATLAN

COMPORTAMIENTO GEOTECNICO DE LA
CATEDRAL Y EL SAGRARIO METROPOLITANOS

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A I

ADRIANA NIETO DIAZ



ACATLAN, EDO. DE MEX.

1994

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

SRITA. ADRIANA NIETO DIAZ
ALUMNA DE LA CARRERA DE
INGENIERIA CIVIL.
P R E S E N T E :

DE ACUERDO A SU SOLICITUD PRESENTADA CON FECHA 28 DE JULIO DE 1993, ME COMPLACE NOTIFICARLE QUE LA JEFATURA DEL PROGRAMA TUVO A BIEN ASIGNARLE EL SIGUIENTE TEMA DE TESIS: "COMPORTAMIENTO GEOTECNICO DE LA CATEDRAL Y EL SAGRARIO METROPOLITANOS", EL CUAL SE DESARROLLARA COMO SIGUE:

- I.- INTRODUCCION.
- II.- GENERALIDADES.
- III.- COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS CON BASE EN LAS RECIMENTACIONES Y CONDICION ACTUAL.
- IV.- OPCIONES DE RENIVELACION DE LA CATEDRAL Y EL SAGRARIO COMO MEDIDA DE PROTECCION DE LOS HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES.
- V.- CONCLUSIONES.
- VI.- BIBLIOGRAFIA

ASI MISMO FUE DESIGNADO COMO ASESOR DE TESIS EL
ING. CELSO BARRERA CHAVEZ.

PIDO A USTED TOMAR NOTA QUE EN CUMPLIMIENTO DE LO ESPECIFICADO EN LA LEY DE PROFESIONES, DEBERA PRESTAR SERVICIO SOCIAL DURANTE UN TIEMPO MINIMO DE SEIS MESES COMO REQUISITO BASICO PARA SUSTENTAR EXAMEN PROFESIONAL. ASI COMO DE LA DISPOSICION DE LA DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS ESCOLARES EN EL SENTIDO DE QUE SE IMPRIMA UN LUGAR VISIBLE DE LOS EJEMPLARES DE LA TESIS, EL TRABAJO REALIZADO. ESTA COMUNICACION DEBERA IMPRIMIRSE EN EL INTERIOR DE LA TESIS.

SIN MAS POR EL MOMENTO. RECIBA UN CORDIAL SALUDO.
ENEP-ACATLAN
JEFATURA DEL
PROGRAMA DE INGENIERIA
A T E N T A M E N T E .
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
ACATLAN. EDO. DE MEX. A 15 DE NOVIEMBRE DE 1994

ING. CARLOS ROSALES AGUILAR
JEFE DEL PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

DEDICATORIA



*A mi madre, quien me brindó sin reservas
la oportunidad de una vida mejor.*

AGRADECIMIENTO.

Mi más sincero agradecimiento, con admiración y respeto para:

Ing. Fernando Pineda Gómez.

Ing. Celso Barrera Chávez.

Ing. Francisco Enríquez.

Ing. Arturo Abraham.

Ing. Hugo Fernández.

Ing. Víctor Takahashi.

Ing. Jesús Martínez Vera.

Ing. Jorge Flores Nuñez.

Ing. Juan Víctor Padilla Correa.

Ing. Alejandro López Manjarreg.

Ing. Francisco Anpuras Rosas.

MEMORIA



Es que el camino recorrido hasta ahora fue difícil, pero el que aún me queda por recorrer marcará el final de mi vida como estudiante y el principio de una vida como profesionalista.

Estoy consciente de que el llegar a obtener un título profesional no me transformará en ingeniero; lo que realmente me diferenciará como tal será mi desarrollo como profesionalista, dando solución a problemas ingenieriles de la forma más adecuada. Cuando posea los conocimientos prácticos suficientes y sea capaz de intervenir en un proyecto en forma exitosa, entonces sí lo seré.

Lo importante es siempre seguir adelante, y demostrar que un ingeniero es más que calculos y computadoras es ... inteligencia, creatividad e ingenio.

ADRIANA 1994.

INDICE

INTRODUCCION	1
--------------------	---

CAPITULO PRIMERO.

I.- GENERALIDADES

1.1.-Importancia histórica y cultural de la Catedral y el Sagrario.....	4
1.2.-Regionalización del subsuelo de la ciudad de México.....	7
1.3.-Construcciones Aztecas.....	11
1.4.-Cimentaciones originales.....	13
1.4.1.-Catedral.....	14
1.4.2.-Sagrario.....	15
1.5.-Hundimientos desde su construcción.....	16
1.6.-Características generales de las estructuras.....	18
1.6.1.-Catedral.....	19
1.6.2.-Sagrario.....	21

CAPITULO SEGUNDO.

II.-COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS CON BASE EN LAS RECIMENTACIONES Y CONDICION ACTUAL.

2.1.-Recimentación de los templos.....	23
2.1.1.-Primera recimentación.....	24
2.1.1.1.-Catedral.....	25
2.1.1.2.-Sagrario.....	27
2.1.2.-Segunda recimentación.....	28
2.1.2.1.-Catedral.....	29
2.1.2.2.-Sagrario.....	34
2.2.-Hundimiento regional.....	36
2.2.1.-Mediciones: topográficas y con bancos profundos.....	37
2.3.- Comportamiento de las cimentaciones.....	39
2.3.1.-Asentamientos en la Catedral.....	40
2.3.2.-Asentamientos en el Sagrario.....	42
2.4.-Información geotécnica del subsuelo.....	43
2.4.1.-Estratigrafía del sitio.....	45
2.4.2.-Piezometría del sitio.....	49
2.4.3.-Muestreo en el sitio.....	52
2.5.-Análisis y medición de asentamientos.....	56

CAPITULO TERCERO.

III.-OPCIONES DE RENIVELACION DE LA CATEDRAL Y EL SAGRARIO COMO MEDIDA DE PROTECCION DE LOS HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES.

3.1.-Aspectos sobresalientes de los templos para definir las opciones de corrección.....	64
3.2.-Protección de los templos mediante la instalación de pilotes.....	66
3.3.-Protección de los templos mediante la instalación de pilas.....	68
3.4.-Protección de los templos mediante la restitución de la presión hidrostática del acuífero.....	69
3.5.-Protección de los templos mediante la inducción del descenso de las zonas duras por subexcavación.....	72
3.5.1.-Descripción general de la técnica.....	73
3.5.2.-Subexcavación experimental en el templo de San Antonio Abad.....	74
3.5.2.1.-Proceso de subexcavación en el templo de San Antonio Abad.....	75
3.5.3.-Subexcavación en la Catedral y el Sagrario.....	78
3.5.3.1.-Adición de pilotes como complemento de la técnica de subexcavación.....	82
3.5.3.1.1.-Catedral.....	83
3.5.3.1.2.-Sagrario.....	84
3.5.3.1.3.-Capilla de las Animas.....	89
3.5.3.2.-Lumbreras de acceso.....	90
3.5.3.3.-Procedimiento de subexcavación.....	93
3.5.3.4.-Interpretación de resultados.....	96
3.5.3.5.-Interacción de la técnica con el cajón del metro.....	100
3.5.3.6.-Monitoreo de la estructura.....	105
CONCLUSIONES.....	108
BIBLIOGRAFIA.....	110

INTRODUCCION

La Catedral y el Sagrario Metropolitanos representan uno de los patrimonios más importantes para la ciudadanía mexicana, por lo que en nuestros días, después de transcurrir más de 430 años desde su construcción, se hacen evidentes para cualquiera las medidas tomadas a favor de su restauración.

El proyecto "Catedral y Sagrario Metropolitanos" resulta de suma complejidad, comenzando por sus cimentaciones, que fueron construidas sobre basamentos y construcciones Aztecas, lo cual provocó que éstas presentaran dificultades desde el inicio de su construcción; estos problemas trataron de ser resueltos en su tiempo por los arquitectos de aquella época, pero no contaban con la experiencia suficiente para adoptar soluciones óptimas.

No ha sido fácil enfrentar las dificultades que día con día se presentan como consecuencia de los distintos factores que imperan en los templos, como el hundimiento regional, el abatimiento piezométrico, la estratigrafía y preconsolidación variables, etc.

Con el transcurso del tiempo se agravaba más la situación de estabilidad de los templos, por lo que se tomaron medidas para llevar a cabo la primera recimentación en 1940, pensando en que con ella se resolvería la problemática existente, ésta consistió en reforzar la cimentación mediante elementos de concreto armado, así como en el vaciado de las celdas, las cuales se encontraban rellenas con tierra compactada. Tras el fracaso obtenido de la primera recimentación, debido a la excesiva rigidización de la subestructura, se optó por un segundo intento, que contemplaba una panorámica más completa, basada en los aciertos y fracasos precedentes. Esta segunda recimentación, hecha en 1975, fue a base de pilotes de control apoyados en la capa dura, que se suponía controlarían los hundimientos diferenciales que afectaban a los templos.

Aún cuando se llevó a cabo una segunda recimentación en ambos templos, las consecuencias estructurales no se hicieron esperar, orillando a empresas especializadas a enfrentar el reto de re nivelar edificaciones que prácticamente fallaron desde el inicio de su construcción.

Fue así como en 1990 se propusieron varias opciones para corregir la geometría de los templos, eligiéndose finalmente el proyecto "Corrección del comportamiento de la cimentaciones de la Catedral y el Sagrario, mediante subexcavación", tras un periodo de análisis de las distintas opciones.

Dicho proyecto fue analizado y probado con anterioridad en un templo de características semejantes, concluyendo que con su aplicación en la Catedral y el Sagrario se logrará devolver a los templos la configuración que tenían los plintos¹ en el año de 1934.

Actualmente se llevan a cabo los trabajos de subexcavación en los templos, pensando en que éstos se concluirán en dos o tres años más, ya que el procedimiento de corrección es lento y su desarrollo es minucioso.

Esta novedosa técnica promete resultados excelentes a parte de convertirse en una herramienta de gran aplicación en los futuros trabajos de conservación de edificios de todo tipo, e igualmente ser el prototipo de solución para contrarrestar desequilibrios originados en muchas clases de suelos blandos afectados por procesos de preconsolidación que den lugar a hundimientos diferenciales, hablando específicamente de la Ciudad de México.

1 Cuadrado sobre el cual se asienta la columna.

CAPITULO PRIMERO

GENERALIDADES

1.1.-Importancia histórica y cultural de la Catedral.

Los orígenes de la Catedral de México tienen una íntima relación con el primer templo levantado en la ciudad. Según investigaciones realizadas se ha demostrado que el primer templo levantado en México fue la iglesia mayor, la cual con el paso del tiempo se transformó en Catedral.

Así mismo, se supone que fue realmente Cortés quien realizó la traza de la iglesia y comenzó la construcción de los cimientos. Cortés era considerado verdadero hombre del renacimiento que se preocupaba por conservar la memoria del pasado aborigen, por lo que sugirió que no se destruyeran los adoratorios indígenas y por consiguiente se levantara la iglesia sobre de éstos.

En el año de 1525, la iglesia mayor se había construido, aunque no en su totalidad. Se sabe que continuó la obra Sebastián Ramírez de Fuenleal y que la concluyó Fray Juan de Zumárraga en 1532.

Dicho templo constaba de tres naves separadas mediante pilares, techo de viguería y terrado horizontal.

La iglesia fue utilizada durante algunos años para las ceremonias de virreinato, hasta que llegó la orden de construir una nueva Catedral.

Para la construcción de la nueva Catedral se expidieron cédulas reales que contenían conceptos importantes al respecto, por ejemplo la cédula 1552 determinaba que el monto total de la obra se repartiera en partes iguales entre la hacienda real, los indios del arzobispado y los encomenderos; incluyendo en éstos a los pueblos de la corona.

En realidad aún no se sabía cuál sería el prototipo a seguir para la construcción de la Catedral. En un principio se pensó en la Catedral de Sevilla, pero implicaba demasiados problemas, ya que la magnitud de la cimentación era enorme y por consiguiente los costos eran demasiado elevados. Se hicieron varias propuestas hasta que finalmente se optó por la iglesia de Segovia y la de Salamanca.

Para transportar el material necesario al sitio de la obra se hizo una acequia de Iztapalapa a la laguna que comunicaba a la plaza por agua, para conseguir de esta manera que se minimizaran los costos.

Fue colocada la primera piedra en febrero de 1563, pero desgraciadamente ocurrieron algunos acontecimientos que detuvieron la obra por varios años. Ya para ese entonces se

contaba con la construcción de los cimientos, según puede observarse en el plano del centro de la ciudad (fig. 1.1).

En 1581 se contempló la idea de reedificar la vieja iglesia, ya que se pensaba que la construcción de la Catedral se realizaría en un lapso mayor a cincuenta años. Así pues, comenzó dicha reedificación que se concluyó en 1584. Los trabajos consistieron en renovar las vigas de las naves procesionales, hacer un nuevo retablo, nuevo coro con excelente sillería, cambios en la fachada; ahora mostraba un techo de dos aguas y campanario como se muestra en la fig 1.2., al igual que ventanas redondas. En dicha figura puede observarse también la Catedral nueva que se hallaba en las primeras etapas de construcción.

En 1585 se trabajaba en Catedral en la obra de las capillas ordinarias, se habían hecho los nichos de las capillas contiguas a la Sacristía y se comenzaban los pilares torales. Así mismo, se habían levantado los muros perimetrales casi en su totalidad exceptuando la fachada principal, algunos pilares se habían elevado hasta los capiteles y se habían terminado ocho bóvedas.

La situación cambió con la llegada del marqués de Guadalcázar que tenía instrucciones de acelerar los trabajos y de informar acerca de su estado, enviando igualmente la traza y montea de la obra. La elaboración de dicha montea estuvo a cargo de maestro Alfonso Pérez de Castañeda.

Para vigilar los avances de la obra se nombró a un superintendente de la construcción.

En su tiempo se cerraron las bóvedas de las capillas de la nave del lado de la epístola. En ellas se introdujo la novedad de la edificación con tezontle y no de sillar de cantería como se había acostumbrado. Así se adoptó el nuevo sistema en base a las reuniones de arquitectos especializados, en las que se decidió, tomando en cuenta sus experiencias, el decorado interior antes señalado, pero haciéndole ciertas labores que dieran la apariencia de las nervaduras de piedra.

En 1626, la vieja iglesia se encontraba totalmente reedificada, ya había servido al culto durante largos años, pero la impaciencia de un virrey ordenó su demolición con el propósito de acelerar la construcción de la nueva Catedral.

En lo que concierne al Sagrario Metropolitano, se sabe que cuando fue derribada la vieja iglesia, los curas del Sagrario tenían ubicadas sus oficinas en las capillas. Tiempo después, y debido al desmedido incremento de la población se pensó en crear un templo especial que fungiera como Sagrario, digno de la maravillosa Catedral, por lo que se ideó construirlo en el terreno que se tenía al oriente de la Catedral. Para ésto, se contrató al arquitecto más sobresaliente que existía en aquella época, el cual fue Lorenzo Rodríguez.

No hay noticias de la continuación del templo sino hasta 1635, en que se labraron las dos bóvedas de la capilla de los reyes y cinco de las naves procesionales. Posteriormente, se abrieron las ventanas y se construyeron los muros que llenan los arcos sobre los que descansan las

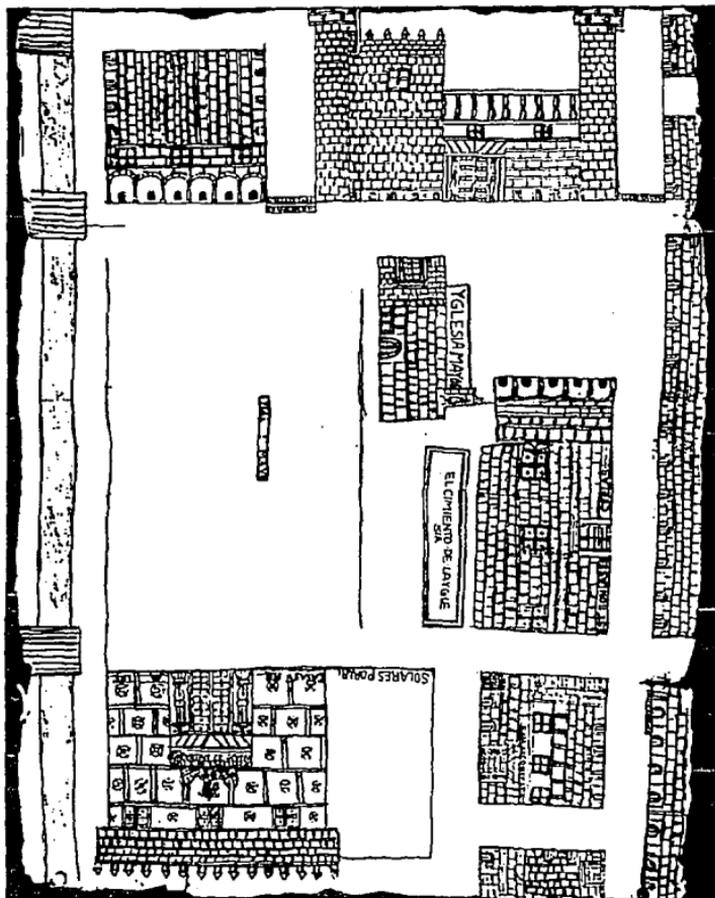


FIG. 1.1 PLANO DEL CENTRO DE LA CIUDAD

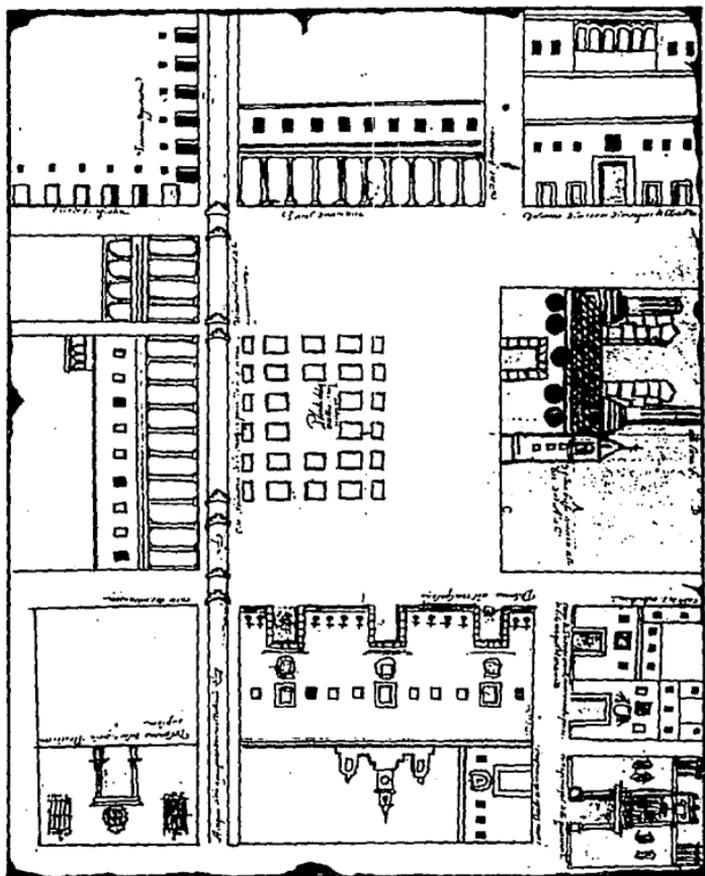


FIG. 1.2 LA PLAZA MAYOR DE MEXICO CON LA IGLESIA REEDIFICADA

bóvedas. Para contrarrestar los empujes de las bóvedas, se hicieron dos de las bóvedas procesionales inmediatas al crucero y las de las capillas que faltaban por terminar; además se terminó el primer cuerpo de la torre hasta dejarlo cubierto con una bóveda, ésto pasaba en 1660.

De 1660 al año de 1664, se terminaron cuatro bóvedas correspondientes a las naves procesionales, esto es, dos de cada lado, así como dos bóvedas de la nave central y la cúpula del cimborrio.

Se sabe que el interior del templo fue totalmente concluido en 1667, para continuar labrando la suntuosa fachada y sus portadas laterales. Igualmente se terminó el primer cuerpo de la torre del oriente, perfeccionando los seis contrafuertes que lo sustentan en su fachada principal. Cuando se encontraba la obra en dicha etapa, fue suspendida para reanudarse en el mes de enero de 1787. Para ésto, fue organizado un concurso al que asistieron varios arquitectos; en realidad no se sabía cuál era el verdadero motivo de tal concurso, se pensaba que tal vez se había perdido el proyecto original a causa del tiempo que había transcurrido desde su suspensión.

El resultado de dicho concurso fue la aceptación de la traza realizada por José Damián Ortiz de Castro, autor de los remates de las torres en forma de campana, de las ménsulas invertidas que articulan los contrafuertes delanteros con la fachada, de la corona curvilínea de la puerta central y de otros detalles.

También se tiene conocimiento de la intervención de Manuel Tolsá en 1791, quien fue escultor de la obra, creador de la cúpula y según se tiene noticia concluyó la construcción de la Catedral.

De igual manera, cabe mencionar a Claudio de Arciniega, considerado el primer arquitecto de la Catedral; él determinó la forma de articular las bóvedas más altas de la nave mayor con las de las naves procesionales prolongando la columna de cada pilar por encima de cada capitel a todo lo interior del arco que sostiene.

Terminando el siglo XVIII, se había concluido el primer cuerpo de la torre del poniente, cumpliendo la semejanza con la torre del oriente. A ambas torres se les agregó el remate en forma de campana, dándole al cuerpo un aspecto cuadrado y octogonal simultáneamente, colocando una estructura dentro de la otra para presentar una imagen de ligereza.

Así pues, podemos observar la Catedral en nuestros días, que a pesar del paso del tiempo aún logra conservar esa majestuosidad con la que fue creada, que no puede igualarse con ninguna otra, poseedora de una historia que parece interminable y que data desde el siglo XVI hasta principios del XIX.

1.2.- Regionalización del subsuelo de la ciudad de México

Hasta el año 1789 el Valle de México era una cuenca cerrada, ya que se sabe que en 1604 y 1607 las grandes inundaciones en la ciudad de México, motivadas fundamentalmente por los abundantes escurrimientos del Río Cuautitlán, impulsaron la búsqueda de una solución drástica para evitarlas, abriendo la cuenca natural cerrada del valle de México, por medio del túnel de Nochistongo. A los pocos meses de iniciado el funcionamiento del túnel se obstruyó por derrumbes y no fue sino hasta el año de 1789 que Enrico Martínez, sabio alemán llegado en 1589 a la Nueva España, convirtió la obra en un tajo (tajo de Nochistongo) a través de 160 años de trabajos. Esta estructura fue en su época un alarde de técnica y la solución momentánea para dar salida permanente a las aguas del río Cuautitlán, que inundaban la ciudad de México.

En la actualidad, además del tajo de Nochistongo, el valle cuenta con dos túneles en Tequisquiác, que lo comunican con la cuenca del río Moctezuma.

Dicho valle está limitado al norte por las sierras de Tepotzotlán, Tezontlalpan y Pachuca, al sur por las sierras de Cuauhtzin y Ajusco, al este por los llanos de Apan y la sierra Nevada y al oeste por las sierras de las Cruces, Monte Alto y Monte Bajo. El valle de México cuenta con una superficie de 7,160 km².

El Distrito Federal ocupa una superficie de 1,480 km², ubicándose en la región suroeste del valle y en ella se levanta la ciudad de México, correspondiendo a la zona urbanizada 500 km²; siendo el desplante en las estribaciones de la sierra de Las Cruces y la restante sobre el fondo del lago de Texcoco.

Por otro lado, se le ha zonificado desde el punto de vista estratigráfico y de la mecánica de suelos, en base a exploraciones realizadas en el subsuelo del área urbana, detectando las propiedades de los materiales que se encontraron en sondeos perforados a una profundidad de 50 m hasta 100 m, dependiendo de la zona analizada.

De esta forma, se han determinado tres zonas principales en las que se divide la ciudad de México, siendo éstas:

La zona de las lomas, ubicada en las faldas de la serranía de Las Cruces, está formada por terrenos compactados, arenolimosos con gran contenido de grava, en ciertas zonas, y en otras, por tobas pumíticas bien cementadas. Al sur, la urbe invade el derrame basáltico denominado "El Pedregal".

Esta zona está considerada como la más favorable para cimentar estructuras, ya que la capacidad del terreno es elevada y además no existen capas de arcilla compresible, pero debido a

la sobreexplotación de minas de arena y grava se tiene la presencia en ciertas zonas, de galerías de forma irregular a diferentes profundidades. En ocasiones, estas galerías no pueden localizarse, debido a que se encuentran rellenas con material arenoso suelto, originado por derrumbes.

Otro de los problemas al que se enfrenta el ingeniero civil al tratar de cimentar estructuras en esta zona, es la presencia de depósitos cólicos de arena fina y uniforme, localizados al norte de la ciudad en las laderas de la sierra de Guadalupe, por lo que dichas formaciones pueden provocar asentamientos diferenciales.

Los límites de la zona de las lomas que incluye a El Pedregal, aparecen indicados en la fig 1.3.

La zona de transición está determinada entre las serranías del poniente y el fondo del lago de Texcoco. Las condiciones estratigráficas del suelo en esta zona varían grandemente. Está constituida superficialmente por depósitos arcillosos o limosos orgánicos suprayaciendo a estratos de arcilla volcánica muy compresibles y de espesores muy variables intercalados con capas de arena limosa compactada o arena limpia, que descansan sobre enormes mantos de arena y grava.

Los problemas a considerar en esta zona son de capacidad portante y de asentamientos diferenciales, específicamente en construcciones de gran extensión, provocada por la heterogeneidad estratigráfica existente entre un punto y otro del área urbanizada.

Una característica que suele diferenciar a la zona de transición es el espesor de los estratos compresibles, éstos varían aproximadamente entre 3 y 20 m.

La zona del lago recibe su nombre debido a la ubicación sobre el lago de Texcoco. El fondo del lago de Texcoco está asentado sobre una gran depresión, creada por tectonismo.

Los períodos en los que formaron los distintos estratos pertenecientes a la zona del lago son los siguientes:

PERIODO	ESTRATO
Cretácico	Los estratos superiores al Cretácico se encuentran a 2,000 m de profundidad.
Terciario	Series andesíticas y depósitos de tobas volcánicas.
Cuaternario	Arcillas lacustres y derrames basálticos como el Chichinahuatzin (cerró la cuenca de México por el sur).

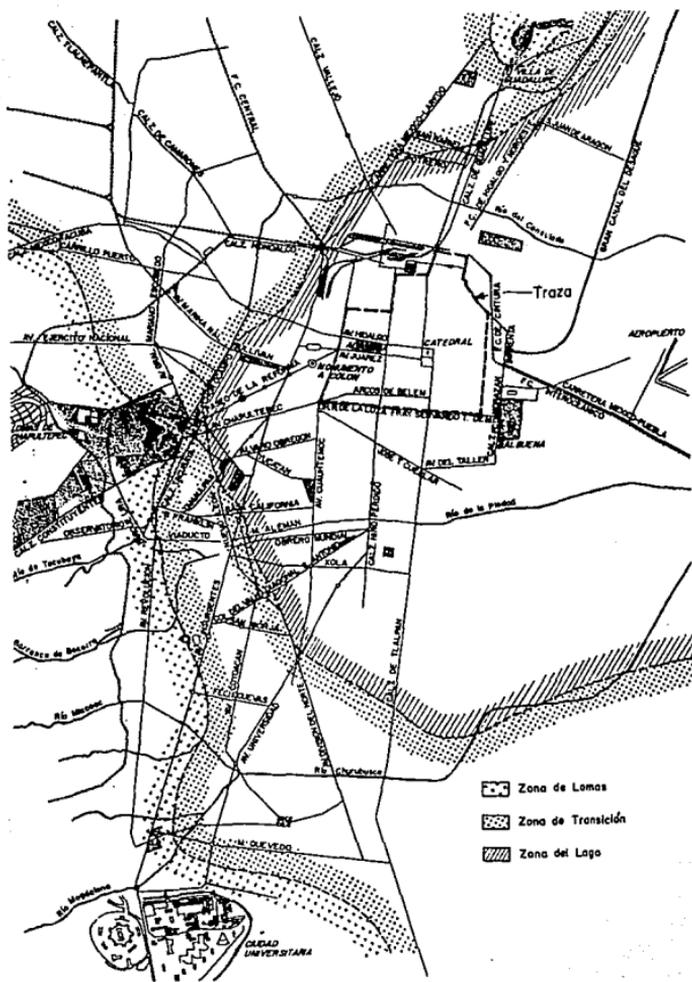


FIG. 1.3 ZONIFICACION DE LA CD. DE MEXICO

La zona del Lago está constituida por los siguientes estratos, descritos a partir de la superficie del terreno:

a).-Depósitos de hasta 8 m de profundidad de arena arcillosa o bien de arena limosa y en ciertas zonas rellenos artificiales.

b).-Estrato formado de arcillas volcánicas muy compresibles, de colores variados y consistencias que varían entre blanda y media, intercaladas con pequeñas capas de arena; variando su espesor entre 11 y 36m.

c).-A continuación y según se observa en la fig. 1.4, encontramos la primera capa dura, constituida por suelos arcillo arenosos o limo arenosos, compactados y rígidos. Dicha formación se encuentra entre 36 y 40 m a partir de la superficie del terreno.

d).-Estrato que cuenta con un espesor entre 4 y 14 m, constituido por arcillas volcánicas de características semejantes a las del estrato superior, aunque éstas son más comprimidas y resistentes.

e).-Depósitos formados por arena, separados por estratos de limo o arcilla arenosa.

En ciertos sitios se ha encontrado una tercera formación compresible constituida por arcillas volcánicas, a 65 m de profundidad.

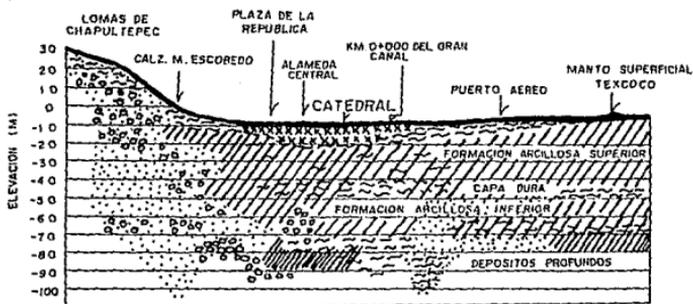
La estratigrafía descrita anteriormente puede sufrir variaciones, debidas principalmente a la historia de cargas aplicadas en la superficie del terreno, particularmente en la zona ocupada por las antiguas construcciones Aztecas, así como las de la Colonia. Un ejemplo de ésto se puede apreciar en la fig. 1.5, que nos presenta una comparación de sondeos realizados en la zona virgen (poco o no edificada) y en la zona densamente edificada.

Con referencia a estas razones, se ha subdividido a la zona del lago en dos regiones principales, las cuales aparecen señaladas en la fig 1.3. La primera región abarca a la antigua traza de la ciudad en donde fueron construidos los monumentos Aztecas y en la que las propiedades de los materiales arcillosos varían considerablemente de un punto a otro. La segunda subzona pertenece a la parte del área urbana que no se ha sometido a grandes cargas, por lo que no se aprecian cambios considerables en ella.

Por otro lado, para analizar el problema del hundimiento de la ciudad, era importante conocer la distribución de masas ígneas pertenecientes al subsuelo del Valle de México, por lo que se utilizaron métodos gravimétricos, obteniéndose resultados importantes.

Dichos métodos integraron el trabajo desarrollado por el Instituto Nacional de la Investigación Científica y la Comisión Hidrológica de la cuenca del Valle de México.

SIMBOLOGIA



CORTE OESTE-ESTE POR EL MONUMENTO
A COLÓN

NOTA.- LA ELEVACION 0, CORRESPONDE A LA COTA DEL BANCO DE ATZACALCO. 2 244.5 M

FIG. 1.4 CORTE ESTRATIGRAFICO

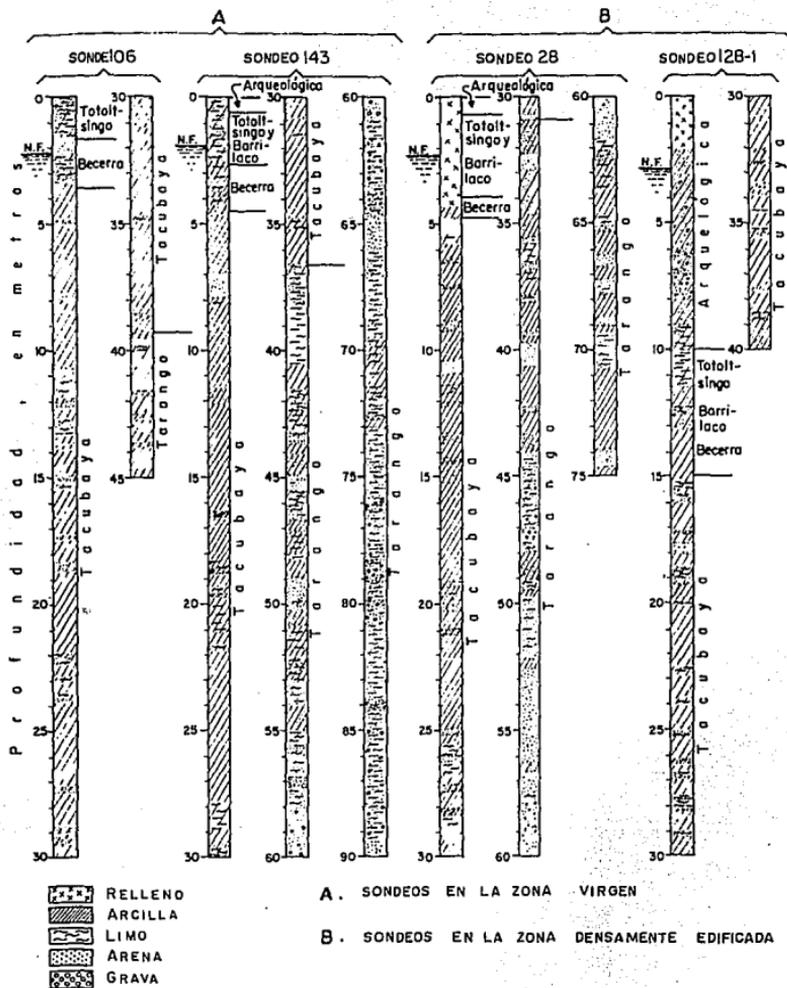


FIG. 1.5 ESTRATIGRAFIA DE LA ZONA DEL LAGO

Se distribuyeron estaciones gravimétricas cada 500 m a lo largo de las calles de la Ciudad, siendo la densidad de los puntos investigados de 1 Est./km.

De acuerdo con la interpretación del ingeniero Guillermo Hernández Moedano, los máximos gravimétricos reflejan claramente la presencia de roca más pesada a profundidades menores comparativamente con el promedio de valle y los mínimos corresponden a depresiones en donde las formaciones piroclásticas y lacustres están más desarrolladas.

Con base en lo anterior se definen cuatro cuencas, denominadas Chalco, ciudad de México, Teotihuacán y Texcoco.

Así pues, se llegó a la conclusión de que la masa ígnea basal se encuentra a gran profundidad, en ocasiones de orden de los 1,000 m, esto es, suponiendo al suelo constituido por las formaciones de acarreo pluvial y las lacustres que rellenan el Valle, y la segunda para la roca ígnea basal, se estimaron las profundidades de diferentes secciones..

También se dispone hoy de una amplia información del subsuelo proveniente de la perforación de muchísimos pozos de muestreo y exploración en todos los rumbos de la ciudad de México, a una profundidad normalmente de 50 m, pues los sondeos se realizaron con fines de estudiar las cimentaciones de algunos edificios; sin embargo, se cuenta con información completa hasta 100 m de la superficie del terreno en los 10 pozos perforados por la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México, con el objeto de ampliar el conocimiento de la estratigrafía y realizar mediciones piezométricas bajo la Ciudad de México.

1.3.- Construcciones Aztecas.

Hace 650 años aproximadamente comenzó a existir México Tenochtitlán, varios son los códices que registran el suceso asignándole como fecha u año "Omeo-calli", 2 -casa. La ciudad fue fundada en el año de 1325, la tradición refiere que ésta se fundó en medio de la laguna, en el sitio preciso en donde los primeros exploradores Aztecas encontraron una águila gigantesca parada en un frondoso nopal. Ese era el lugar seguro, el predestinado por el oráculo por ser la morada definitiva de los Aztecas. Así, llegó a convertirse en la gran metrópoli, con existencia permanente.

Entonces tuvo principio México-Tenochtitlán, sólo unas cuantas chozas comenzaron a edificarse, ahí fueron construidas en medio de carrizales, por el rumbo de la plaza de armas, hoy de la constitución o zócalo, por donde ser yerguen Palacio Nacional y Catedral.

La ciudad que proféticamente había existido en el pensamiento divino, comenzaba a ser realidad. El poblado se distribuyó en cuatro sectores: al noreste quedó Atzacualco, al noroeste Cuepopan, al sureste Teopan y al suroeste Moyotlan.

Para comenzar la construcción de la ciudad obtuvieron piedra y madera a cambio de productos que ellos mismos extrajeron del lugar, como: peces, renacuajos, ranas, moscos acuáticos, culebras de agua, gusanillos laguneros, patos y todos los pájaros que viven en el agua.

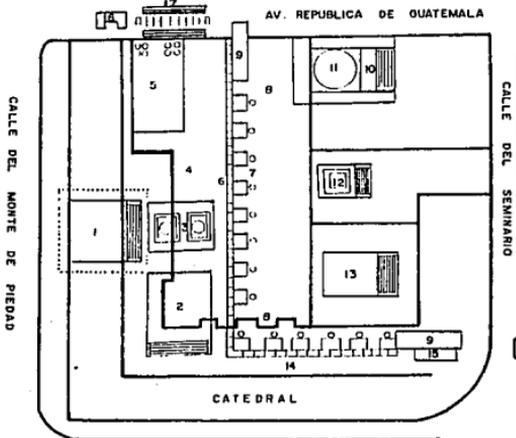
La madera obtenida, la utilizaron para cimentar con estacas, echando las raíces del poblado y del templo de Huitzilopochtli. Algunos de los modernos historiadores suponen que el templo de Huitzilopochtli, generalmente conocido con el nombre de templo mayor, estuvo situado donde hoy está Catedral, quizá apoyándose en los comentarios hechos por Torquemada, quien decía que la iglesia mayor estaba fundada en el mismo sitio en que antiguamente se encontraba el templo del demonio, pero posteriormente se comprobó que el templo de Huitzilopochtli, estuvo precisamente en el lugar que hoy ocupa la librería Robledo, y ruinas descubiertas en la esquina con la calle de la República de Argentina, antigua calle del reloj. El templo de Huitzilopochtli fue el primer edificio que se levantó en la nueva ciudad.

Los cuatro barrios originales en que se dividió la ciudad fueron germen de ésta, que para ir creciendo tuvo que ganar tierra al lago, ésto se logró por medio de célebres chinampas construidas haciendo una especie de armazón con varas y carrizos.

En México-Tenochtitlán se realizó la edificación de un templo mayor con muchas dificultades, ya que se atendía a prevenir los problemas de inundaciones inherentes al carácter lacustre de la ciudad que alcanzaba 10 km².

- | | |
|----------------------|-------------------------|
| 1. YOPICO | 12. CUAUHICAL DE XOCÓTL |
| 2. TEMPLO DEL SOL | 13. OMEYOCHTLI |
| 3. PATIO CUAUHICALCO | 14. COHUATEPANTLI |
| 4. BARRIO DEL YOPICO | 15. TEXCACAC (ALTAR) |
| 5. CUAUHCALLI | 16. TETLACHTLI |
| 6. COHUATEPANTLI | 17. HUEY-TZOMPANTLI |
| 7. CALPULLI | 18. ACEQUIA |
| 8. BRACEROS | |
| 9. SALA DE ARMAS | — CIUDAD MODERNA |
| 10. TEATRO | — CIUDAD PRE-HISPANICA |
| 11. QUETZALCOHUATL | |

TEMPLO DE
HUITZILOPOCHTLI

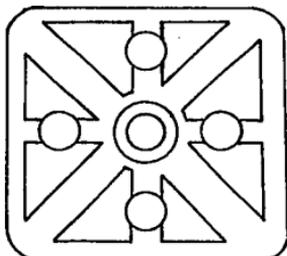


CALLE DEL MONTE DE PIEDRA

CALLE DEL SEMINARIO

AV. REPUBLICA DE GUATEMALA

CATEDRAL



PLAZA DE LA
CONSTITUCION

18

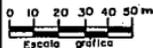


FIG. 1.6 UBICACION DE LAS ESTRUCTURAS AZTECAS

El croquis que se presenta en la fig. 1.6, elaborado por el doctor Ignacio Alcocer, es la única idea gráfica que se posee de la ciudad Azteca, México-Tenochtitlán antes de ser arrasada por los conquistadores españoles. Este es un croquis que aunque posee detalles escasos en algunos puntos, contiene infinidad de datos interesantísimos, con los cuales están de acuerdo varios autores en base a los restos o cimientos encontrados de la ciudad antigua.

Posteriormente con la llegada de los conquistadores, la ciudad tuvo un cambio radical. Dichos conquistadores dudaron acerca de si convenia o no reedificar allí la ciudad, pero prevaleció el criterio de Cortés, quien decidió que se trazara sobre las ruinas, templos y palacios, la planta de una nueva "Temixtitlán", la muy noble, leal e imperial ciudad de México.

1.4.- Cimentaciones originales.

Las cimentaciones originales de los templos de Catedral y Sagrario datan de los años 1563 y 1749, respectivamente.

Para el caso de la Catedral, su cimentación resultó problemática desde que se inició su construcción, ya que los colonizadores no contaban con la experiencia suficiente para proyectarla.

Así mismo, no tenían la información necesaria para definir la subestructura que se adecuara de la mejor forma, a las condiciones y características que imperaban en la zona.

Los colonizadores, hablando específicamente de Hernán Cortés, supusieron que era conveniente cimentar los templos sobre los basamentos Aztecas, sin considerar la preconsolidación inducida por éstos, entre otros factores.

Todo parece indicar que el interés principal de los españoles era poseer templos con Arquitectura extraordinaria, dejando en segundo término las características que todo ingeniero busca en su obra civil, esto es economía, seguridad, etc.

Para el caso del Sagrario, el cual se construyó casi un siglo después de iniciada la construcción de la Catedral, se tomó en cuenta el criterio aplicado en el primer templo, pero desgraciadamente éste se adosó al pedraplén de Catedral, provocando una dependencia, en cuanto a esfuerzos y deformaciones se refiere, que hasta nuestros días ha causado serios problemas a las estructuras.

1.4.1.- Catedral.

La primera piedra de los cimientos de Catedral fue colocada el 5 de febrero de 1563. La lámina del folio 39vto. (fig 1.7) del códice Osuna comprueba la fecha de iniciación de la obra.

Para la construcción de los cimientos de la Catedral se convocó a todos los arquitectos de aquella época y se decidió, según sus pareceres, que los cimientos se hicieran de la siguiente manera:

En toda la extensión que debía ocupar el edificio, se excavaría hasta encontrar el agua, desde este nivel se formaría un estacado o retícula de pilotes de madera de 20 a 25 cm de diámetro y de 2.2 a 3.2 m de longitud para poder alcanzar el tepetate o terreno firme, dejando las cabezas de las estacas a un mismo nivel, colocándolas aproximadamente a cada 60 cm, lo que implicaba 22,500 piezas, para eliminar las deformaciones que se pudieran inducir en los suelos blandos superficiales.

Se continuó con un firme de mortero que recibía a los pilotes, como se indica en la figura 1.8, elaborado a base de cal y arena de 30 cm de espesor muy bien pisoneada y maceada colocado sobre una capa de carbón vegetal.

Después se colocó un pedraplén de mortero de cal y arena con roca basáltica de excelente calidad y pequeñas cantidades de tezontle. Dicho pedraplén cuenta con un espesor de 0.9 a 2.0 m en el que se apoyan los contratraves de mampostería de 3.5 m de peralte y 2.5 m de ancho promedio dispuestas de manera tal que conforman una retícula que posee áreas de mayor espesor en las esquinas de cada cuadro. La función de esta retícula es la de unir las columnas y los muros. Los espacios existentes entre las contratraves fueron rellenas con tierra, pero actualmente dichos espacios alojan una gran diversidad de criptas, ya que en 1927 se vio la conveniencia de eliminar esa sobrecarga y reforzar la losa con una estructura de fierro ligada a los muros de la cimentación.

Los peritos que rindieron su informe y en el que estuvieron a cordes fueron: Alvaro Ruiz, Miguel Martínez, Juan de Ibar y Ginés Talaya.

En la representación gráfica del folio antes mencionado se observan: las norias para extraer el agua, las cabezas de las estacas saliendo a ambos lados, la gruesa capa de mampostería y hasta los instrumentos para el maceado.

que no los jam pagado ses de que se puso la pri mara.
priesa dell iglesia

2 y no ca. y mchata tamalli y moatequi panab y nica. mugneisag
y mcalin. y tute. dios. y mchilamhor. Tayatle tlaxtamli
oy atla qm temaca. y Juan y moga y mayordomo y plasia mayor

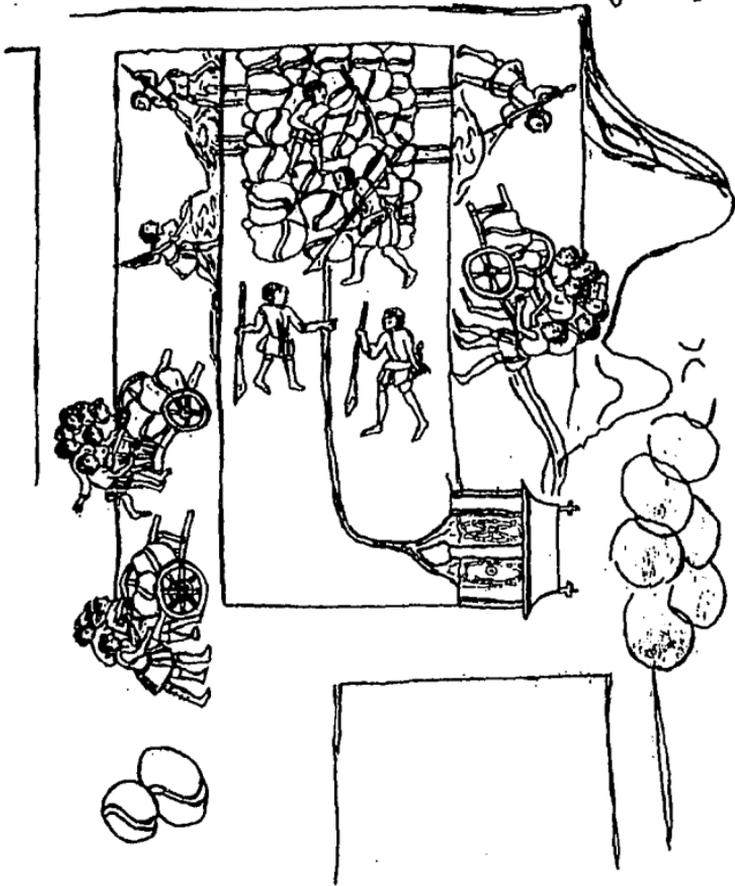


FIG. 1.7 ULTIMO FOLIO DEL CODICE OSUNA

1.4.2.- Sagrario.

La primera piedra del Sagrario metropolitano fue colocada el 14 de febrero de 1749 y se concluyó su construcción en el mes de febrero de 1768.

Para la construcción del Sagrario se buscó al arquitecto más sobresaliente de la época. Ese hombre debería ser de habilidad extraordinaria que tomara en cuenta las necesidades del templo que iba a construir, pero también las del gran edificio en cuyo honor se levantaría el nuevo monumento.

Así pues, el proyecto fue realizado por el maestro mayor Lorenzo Rodríguez, quien inició su construcción aprovechando la franja del pedraplén y estacones de la nave que no fue posible construir.

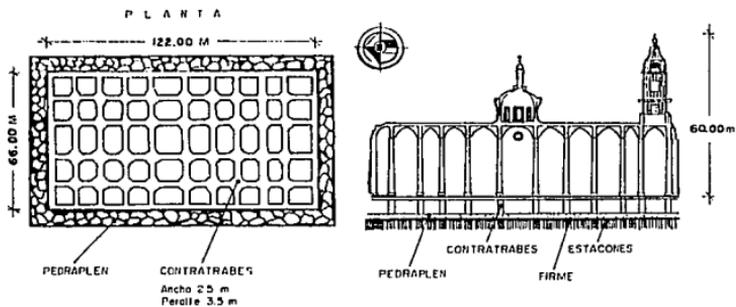
Se trazó el templo aprovechando un amplio terreno que se tenía al oriente de la Catedral en un rectángulo cuyo eje mayor iba de oriente a poniente, perpendicular a la construcción de la Catedral.

La traza del templo fue un plano en forma de cruz griega doblemente simétrica. Uno de los brazos de la cruz se adhiere al gran templo, a la misma capilla de San Isidro que tenía ya abierta una comunicación.

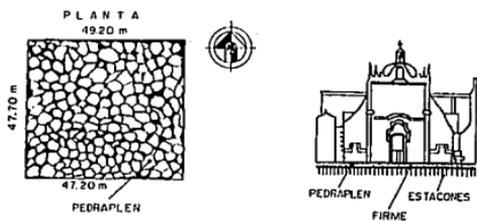
Los altares del nuevo templo permanecieron al estilo de su época, llamado Churrigueresco. Los cimientos fueron construidos sobre los restos de un templo Azteca que fue demolido, el cual se encontraba ubicado en ese sitio, según se observa en la figura 1.6. Los cimientos se construyeron de la siguiente manera:

Se formó un estacado o retícula de pilotes similar a la de la Catedral. Los estacones en su mayoría fueron de 10 cm de diámetro y de 1.8 a 2.0 m de longitud.

Después se colocó un pedraplén de calidad pobre de 1.2 m de espesor, como se observa en la figura 1.8. Seguramente Lorenzo Rodríguez juzgó que edificaba su templo sobre la plataforma que se había construido para sustentar a la Catedral, pero desgraciadamente este hecho no resultó benéfico para el nuevo templo, si no más bien perjudicial, ya que sólo una pequeña parte, la contigua al templo, descansaba en la plataforma que constituía un verdadero escalón en la base de la nueva estructura.



(A) CATEDRAL



(B) SAGRARIO

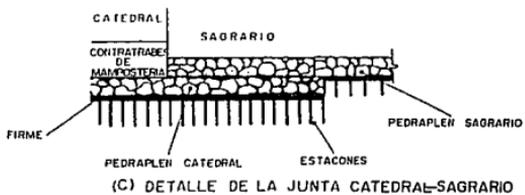


FIG. 1.8 CARACTERISTICAS DE LAS CIMIENTOS ORIGINALES

1.5.- Hundimientos desde su construcción.

Tanto la Catedral como el Sagrario fueron construidos sobre basamentos pertenecientes a los templos y construcciones Aztecas, de tal forma que indujeron zonas diferencialmente preconsolidadas, ésto es debido a una fuerte consolidación de la formación compresible.

El problema de hundimiento en la Catedral se presentó desde el inicio de su construcción, ya que podemos recordar que cuando se construyó el pedraplén de mampostería se observaron grietas de tensión en el lecho superior del mencionado pedraplén y para remediar esta condición se rellenaron los cajones limitados por los muros con tierra compactada aumentando el peso de la estructura en un 40% del total.

Al continuar el proceso constructivo, se vieron en la necesidad de cambiar la altura de las columnas y muros para nivelar el arranque de las bóvedas, como se observa en la figura 1.9. Igualmente se realizaron cambios corrigiendo los niveles mediante la utilización de sillares que disminuían gradualmente de altura, corrigiendo la altura de las cornisas, etc.

Así pues, en un incansable afán por crear un templo de tal magnitud, se concluyeron las bóvedas, desarrollándose un asentamiento diferencial de 0.8 m, medido entre la torre poniente y el altar mayor que para fines del siglo pasado era ya de 1.53 m, obligando a realizar frecuentes reparaciones de dichas bóvedas; ya para este siglo se incrementó a 2.42 m debido al hundimiento regional.

Los asentamientos acumulados a través de 430 años, desde que se inició su construcción han causado un desnivel máximo de 2.42 m entre la torre poniente y el ábside, y de 1.40 m entre ambas torres. Estas diferenciales se han manifestado de distintas formas, como por ejemplo elongación de la cuerda de los arcos de las bóvedas, desplomes de columnas y muros, distorsiones de la estructura en general, que se han ido reparando conforme a transcurrido el tiempo.

Las inclinaciones que fueron presentadas en las columnas, sobre todo en la zona norte, hicieron necesarias correcciones en su verticalidad cada vez que se interrumpía su construcción por un lapso prolongado.

Las fachadas que fueron revestidas de cantera, se corrigieron debido a que tenían desniveles, mediante algunas hiladas de ajuste de altura variable. Igualmente el claro y altura de los arcos y bóvedas se tuvieron que variar en cada caso, con base en la posición de los apoyos en el instante mismo en que se hacía el cierre.

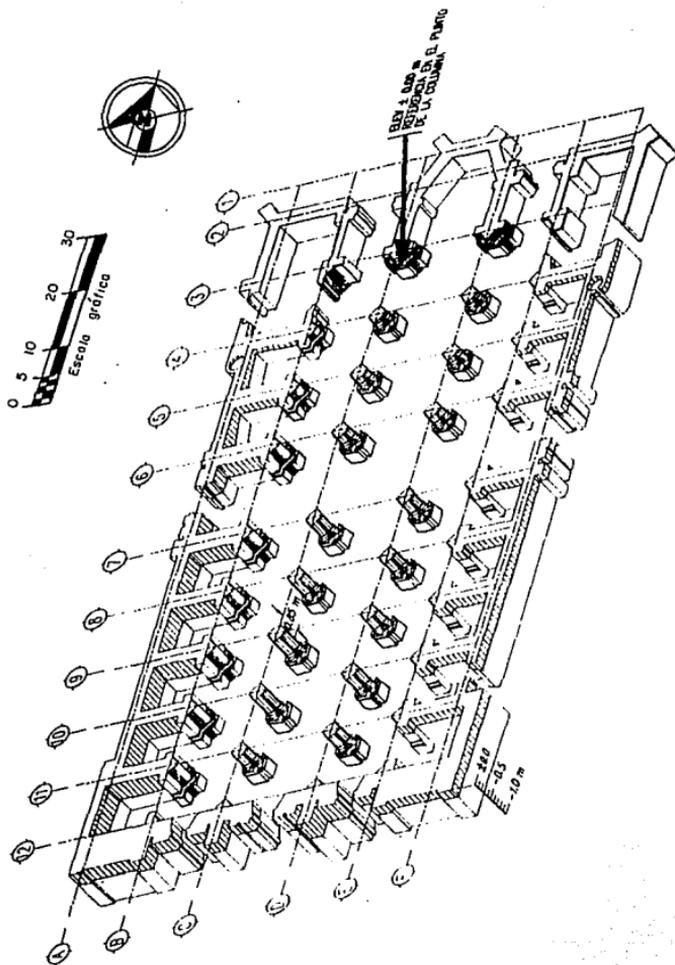


FIG. 1.9 INCREMENTOS DE FUSTES Y MUROS DURANTE EL PROCESO DE CONSTRUCCION 1563- 1667

Con lo anterior, la estructura adquirió mayor rigidez con la consecuente reducción de la tasa de hundimiento diferencial, pero a pesar de ésto los movimientos diferenciales continuaron, provocando grietas por donde se infiltraba el agua, obligando así a hacer reparaciones.

En base a lo anterior se denota que el hundimiento diferencial obedece a dos etapas principales:

1a etapa.-Consolidación provocada por el peso propio de la estructura. El hundimiento que se presenta en esta etapa es debido, como se mencionó, al peso propio de la estructura, que al actuar sobre suelos desigualmente compresibles induce asentamientos diferenciales mayores a los que se presentarían en un suelo considerado homogéneo, siendo éste el caso de consolidación de arcillas.

Así, la Catedral es el edificio que particularmente ha sufrido un gran hundimiento debido a esta primera etapa, ya que el terreno por ella ocupado ha estado sometido a fuerte consolidación por sus propias cargas y las de las construcciones anteriores que ejecutaron los Aztecas en el mismo lugar.

2a etapa.-Hundimiento regional. Este hundimiento está referido a la disminución de la presión de poro de los estratos permeables que se encuentran debajo de los depósitos de arcilla compresible, provocado por la extracción de agua subterránea para abastecimiento de agua potable que originó el descenso general del valle.

A partir de 1950 existen pruebas contundentes para confirmar que la causa principal del hundimiento era la exhaustiva explotación de los acuíferos dentro de la ciudad, que generó un notable descenso de la superficie.

Podemos percatarnos que los hundimientos que se presentan en la Catedral suelen ser de configuración sumamente compleja, obteniéndose dos mecanismos principales: la emersión originada de la zona central hacia el norte del crucero y un hundimiento general hacia el lado sur-poniente.

La emersión ha provocado en las naves laterales y en las columnas un movimiento hacia afuera, al igual que la abertura de las bóvedas y los arcos, manifestándose mediante grietas longitudinales ubicadas en la cimentación, en el piso y en la cubierta, dando lugar a grandes desplomes de las columnas.

El hundimiento general ha producido una separación entre la fachada sur con sus pesadas torres, y el resto de la construcción, así como grietas transversales en la cubierta y en los muros laterales, principalmente en la zona cercana al crucero.

1.6.- Características generales de las estructuras.

Resulta un tanto complicado definir exactamente las características de las estructuras, debido ésto a su compleja concepción estructural.

La Catedral se compone por cinco naves atravesadas por una de crucero y dos torres (oriente y poniente); a su vez las naves se subdividen en capillas, como se indicará posteriormente.

El Sagrario, en forma de cruz griega, está integrado por una bóveda central interceptada por otras y pequeños apartados en sus extremos; este templo se encuentra adosado al de Catedral como se definió.

Los elementos principales que integran dichas estructuras son muros robustos de mampostería, contrafuertes, bóvedas cilíndricas y de forma conoidal, una cúpula y enormes columnas.

Las propiedades mecánicas de los materiales utilizados para la edificación de los templos varían según los elementos constructivos en que se usaron y según las épocas en que se realizó cada parte de la construcción.

En el laboratorio de Estructuras del Instituto de Ingeniería de la UNAM se han realizado pruebas a estos materiales, extrayendo muestras de mampostería empleada en la construcción y en el caso de la utilizada para la cimentación se obtuvieron muestras directamente del pedraplén; las muestras de material de los muros son de elementos de construcciones semejantes, para no afectar la Catedral. Finalmente, para estudiar la calidad del material de las columnas se extrajeron núcleos de 5 cm de diámetro de las mismas.

Actualmente, la configuración de hundimiento de los monumentos es muy compleja, identificando mecanismos que han provocado grietas y desplomos en los diversos elementos.

1.6.1.- Catedral.

Sobre un espacio rectangular se levanta el templo de Catedral que mide interiormente 109 metros 96 centímetros de largo, por 54 metros 50 centímetros de ancho. Se divide a lo largo en cinco naves atravesadas por una del crucero, dos naves laterales extremas, dos procesionales y la central limitadas por columnas de sillares, como se observa en la figura 1.10. Las dos naves laterales extremas se subdividen en 14 capillas por robustos muros de mampostería, siendo siete por cada banda, más la sacristía y la sala capitular correspondientes a las extremidades del norte de dichas naves. Las naves procesionales terminan en portadas en sus extremos, así del lado sur, en fachada principal del templo como del norte en que hay vestíbulos. Otras dos portadas a cada lado del crucero, por los costados del oriente y del poniente, más la que remata la nave mayor hacia el sur forman un total de siete puertas monumentales al templo.

La nave central se encuentra cubierta por una bóveda cilíndrica interceptada transversalmente por otras de forma conoidal. Las dos naves procesionales tienen bóvedas esféricas. La nave transversal que posee una bóveda cilíndrica que cruza al templo tiene en su intersección con la nave principal a la gran cúpula central la cual transmite enormes cargas a las columnas que la soportan.

El comportamiento de la estructura en conjunto se define de tipo gravedad, en donde los muros laterales soportan los empujes horizontales. Los muros que dividen las capillas, así como los de la fachada y sus contrafuertes, proporcionan a la estructura una gran rigidez.

Dividen la nave central de las procesionales dos hileras de ocho pilares de sección cuadrada con semicolumnas dóricas en sus caras y sobre el espacio comprendido en el cruzamiento de la nave mayor con la del crucero. El ábside se forma a la cabecera de la nave mayor, tras un arco monumental de medio punto; es poligonal de cinco caras que forman dos espacios: uno rectangular, cubierta con bóveda de medio cañón con lunetas, siendo la forma de estas lunetas más pequeñas que las de la nave mayor, y otro semi-hexagonal irregular, con bóveda esbelta y alargada compuesta de tres lienzos.

Los empujes originados por las bóvedas más altas son transmitidos a las naves más bajas, en las que los muros que separan las capillas hacen el papel de sólidos contrafuertes, por medio de arcos botariles en aquellos puntos en que, con el tiempo, llegaron a ser necesarios, y en la extremidad sur, seis enormes pilares sostienen la iglesia, formando resaltes entre los que se acomodan las portadas de la fachada principal, así como los basamentos sobre los que se apoyan las torres.

El material de construcción utilizado está integrado por piedras de origen volcánico como es el tezontle y las andesitas, aglutinadas por el mortero formado de cal y arena. Tanto el peso volumétrico, como las propiedades mecánicas de los materiales, varían de un elemento a otro con

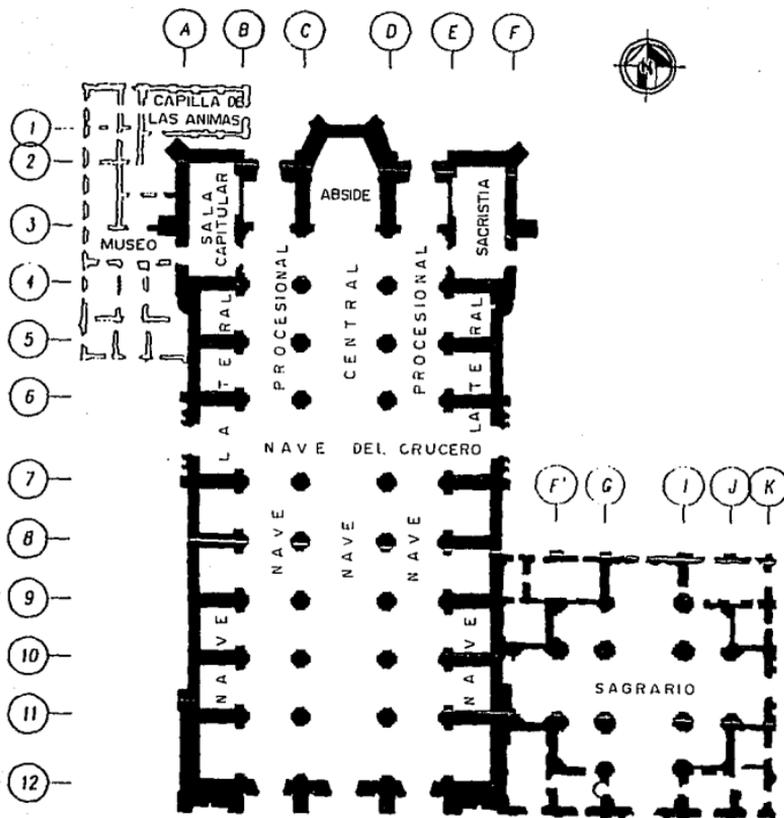


FIG. 1.10 CARACTERISTICAS GENERALES DE LAS ESTRUCTURAS

base en la época en que fueron construidos. Por ejemplo la piedra andesítica fue usada para la construcción de las columnas y los arcos y algunos otros elementos decorativos que son de sillares².

El enorme peso propio de la construcción representa una acción muy severa sobre la estructura y sobre el suelo que la soporta. El peso total, incluyendo la cimentación es de 127,000 toneladas; tomando en cuenta que el área en que se reparte dicha carga es de 66 x 132 m, obtenemos un esfuerzo del orden de 14.6 ton/m², siendo sumamente elevado tomando en cuenta el tipo de suelo en cuestión.

Las columnas ubicadas bajo la cúpula central poseen especialmente un comportamiento crítico debido a las elevadas cargas verticales antes mencionadas, existiendo excentricidad entre la sección superior e inferior de estas columnas que alcanza un 30% del tamaño de la sección.

Los mecanismos de hundimiento de la Catedral como son emersión y hundimiento general, ya comentados, nos permiten apreciar cómo el peso de la cubierta se transmite hacia la cimentación, básicamente mediante cargas axiales a los arcos, bóvedas, muros y columnas que constituyen la estructuras.

Los movimientos horizontales producidos en los apoyos de la nave central generan la rotación hacia afuera de éstos, sobre todo en la parte norte que ha causado un mecanismo susceptible a abrir el arco, pero agradidamente las deformaciones actuales implican una condición segura.

Al revisar los esfuerzos en las columnas bajo el crucero y tomando en cuenta las excentricidades producidas por su desplomo, se detecta que los momentos flexionantes, debidos a la excentricidad de la carga vertical provocan un notable incremento de los esfuerzos de compresión en un 230% que si no se tomaran en cuenta los efectos de flexión.

Otro de los fenómenos que se observa en las estructuras es el referente a las grietas verticales en las columnas y los signos de aplastamiento debido a que no se utilizó el mismo tipo de material en todo lo largo, esto es, en el último tramo del fuste se empleó un material de muy baja calidad comparado con el material usado en el resto del fuste.

La revisión de las partes que constituyen a la estructura debe hacerse por separado, ya que, por ejemplo los muros que soportan las cargas laterales se encuentran ligados entre si por un techo que posee baja resistencia a la tensión, pudiendo agrietarse por la vibración originada por un sismo, separando de esta forma las diferentes partes de la estructura, puesto que éstas vibrarán en forma distinta.

2 Se denomina sillar a las enormes piedras labradas.

1.6.2.- Sagrario.

El Sagrario tiene una planta casi cuadrada de 47.2 x 47.7 m con un peso aproximado de 22,500 ton; la presión que transmite su cimentación al suelo es del orden de 10 ton/m².

El templo posee forma de cruz griega doblemente simétrica.

Como se mencionó anteriormente uno de los brazos de la cruz que forma la estructura del Sagrario, se adhiere al templo de Catedral en la zona suroriente, donde se ubica la torre oriente, que en la actualidad es una de las áreas de menor hundimiento. Contrariamente a ésto, la zona oriente del Sagrario presenta mayor hundimiento que la zona poniente, siendo totalmente comprensible, ya que al haber adosado ambos templos su comportamiento es dependiente.

La parte central del Sagrario se encuentra cubierta con una bóveda cilíndrica interceptada por otras, apoyada sobre columnas.

El material de construcción utilizado está integrado principalmente por tezontle y rocas andesíticas, aglutinadas por un mortero formado de cal y arena, al igual que en Catedral.

Los diferentes factores que afectan a la estructura del Sagrario se manifiestan mediante consecuencias estructurales, como formación de grietas y desplomo de columnas que se han acumulado por más de 240 años.

CAPITULO SEGUNDO

COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS CON BASE EN LAS RECIMENTACIONES Y CONDICION ACTUAL.

2.1.- Recimentación de los templos.

En 1940, habían transcurrido 11 años desde que se iniciaron los estudios acerca de los templos de la Catedral y el Sagrario Metropolitanos, cuando cierto Domingo durante la celebración de la ceremonia religiosa el piso de madera de la nave central de la Catedral se derrumbó, provocando que cerca de 100 personas quedaron inmersas en el lodo de las celdas de cimentación.

A raíz de este incidente, se aceleraron los estudios para dar a conocer la técnica a seguir, con el fin de restaurar los templos. La aplicación de esta técnica constituyó lo que se conoce como primera recimentación.

La primera recimentación consistió en extraer el relleno de las celdas de cimentación para aligerar el edificio de Catedral y en reforzar los elementos que constituían las cimentaciones de ambos templos, mediante estructuras de concreto armado; con lo anterior se logró rigidizar aún más éstas, pero a consecuencia del hundimiento regional, entre otros factores, sólo se consiguió una mayor deformación de las sub y superestructuras.

Así, en 1972 la evolución de los asentamientos diferenciales provocó consecuencias estructurales como la formación de grietas en los diversos elementos. Dicha evolución se vio acentuada en esta época debido a la construcción del colector semiprofundo en 1967 y la línea 2 del Metro en 1970. Por lo cual se tomó la decisión de ejecutar la segunda recimentación, que consistió en la instalación de pilotes con puentes ajustables a las cabezas de los mismos para controlar los asentamientos diferenciales que afectaban la seguridad estructural de los templos.

2.1.1.-Primera recimentación.

En el año de 1929, todo parecía indicar que los templos de Catedral y Sagrario se encontraban en un estado crítico, estructuralmente hablando, ya que los arquitectos de aquella época se percataron de los notables deterioros de que eran víctimas los majestuosos templos.

Así pues, con el afán de estudiar el verdadero origen de la problemática existente, se hizo uso del ingenio y de los conocimientos de los más destacados estudiosos en el área, llevando a cabo los análisis pertinentes, los cuales concluyeron con las obras a cargo de la Comisión Diocesana de Orden y Decoro, precedidas por el Arq. A. Muñoz G., director de las obras de Catedral y teniendo como presidente a Juan Laime.

Esta Comisión se creó, a raíz del incidente que se suscitó en 1940, cuando el piso de la nave central de la Catedral se derrumbó.

Los trabajos referentes a la primera recimentación fueron aprobados por la Comisión Técnica y de Conservación de la Catedral y el Sagrario Metropolitanos, en la junta verificada el día 13 de mayo de 1943, teniendo como presidente al Arq. José García Preciat.

De esta forma, se pretendió lograr, con el refuerzo de las cimentaciones, un alto grado de seguridad en los templos, para que éstos siguieran funcionando como hasta ese momento.

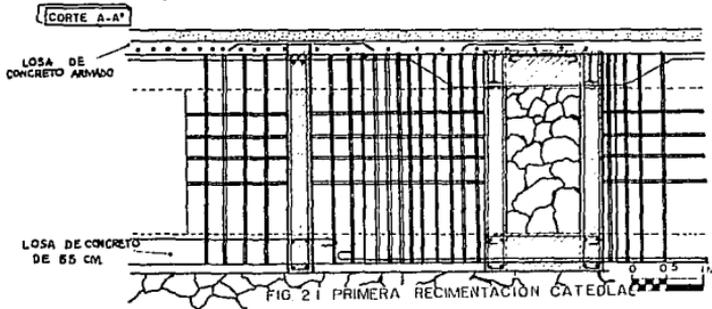
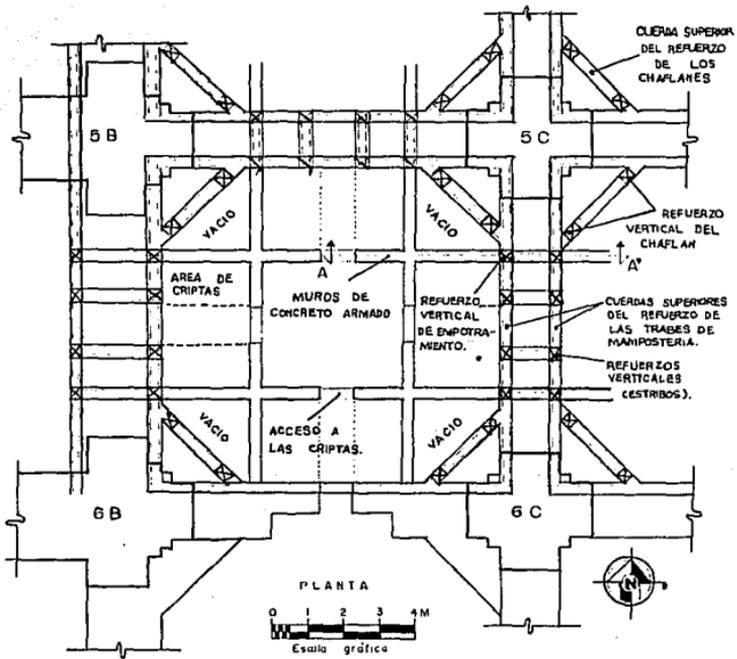


FIG 2 1 PRIMERA RECIMENTACION CATEDRAL

2.1.1.1.-Catedral.

La información correspondiente a la primera recimentación es muy limitada, debido probablemente a que en esa época (1929-1942) no se prestaba especial atención a aspectos referentes a la publicación de los trabajos realizados dentro de un proyecto como en nuestros días.

De cualquier forma, es sabido que para el año de 1929 es encargado el estudio de la cimentación de la Catedral al arquitecto Manuel Ortiz Monasterio por parte de la Comisión Técnica y de Conservación de la Catedral y del Sagrario a cargo del presidente José García Preciat. Así mismo, este estudio sería revisado por el ingeniero Gayol entre otros.

El arquitecto Ortiz Monasterio basó su estudio en la revisión de la cimentación, particularmente de las contratraves de mampostería.

Los cálculos respectivos fueron hechos por los arquitectos M. Cortina García y M. Ortiz Monasterio.

Las obras que habían de realizarse en Catedral denominadas como primera recimentación fueron:

- a).-Retirar el piso de madera existente del nivel de feligresía.
- b).-Retirar el relleno de tierra existente entre las contratraves, el piso de madera y la cara superior del pedraplén, esto es, el vaciado de las celdas.
- c).-Colocar un refuerzo sobre el pedraplén, consistente en una losa de concreto reforzado de 55 cm.
- d).-Construir refuerzos en las caras laterales y superior de cada una de las contratraves de mampostería, que consistían en : una cuerda superior en ambos lados de la contratrabe, una cuerda inferior en ambos lados y refuerzos verticales que funcionan como estribos (fig. 2.1).
- e).-Reforzar los chaflanes de mampostería que circundan a las columnas con una cuerda superior, una inferior y refuerzos verticales en ambos extremos.
- f).-Construir muros de concreto armado en el espacio delimitado por las contratraves (celdas) a fin de instalar anaqueles formando criptas. Estos muros están igualmente reforzados con una cuerda superior, otra inferior y un refuerzo vertical en el empotramiento con el refuerzo de las contratraves.

g).-Abrir pasos en todas las contrarabes de mampostería a fin de dar acceso a las criptas.

h).-Construir una losa de concreto armado de 20 cm aproximadamente para dar el piso.

Los trabajos comenzaron a realizarse tomando como primera medida la demolición del antiguo edificio del seminario que se había concluido en 1800. Esta medida tenía la función de descargar la zona oriente.

A pesar de que el proyecto se llevó a cabo en 1929, fue hasta el año de 1940 cuando se inició con los trabajos.

Así pues, quedó constituido el nuevo cajón de cimentación, disminuyéndose la presión media de contacto de 14.33 Ton/m^2 a 10.82 ton/m^2 debido al vaciado de las celdas y de acuerdo con los análisis del arquitecto M. Ortiz Monasterio, sin embargo, esta disminución de presión que en un principio permitió la expansión de las capas de arcilla subyacente, posteriormente fue contrarrestada por las diferencias del hundimiento regional observadas, hasta superar la magnitud original.

2.1.1.2.-Sagrario.

Para el caso del Sagrario, la información disponible sobre la primera recimentación es aún más escasa que para Catedral, sin embargo se tiene idea de que por los años 40, casi al finalizar los trabajos realizados en el templo de Catedral, se recimentó el Sagrario.

La idea consistía en excavar solo una parte de la superficie correspondiente al Sagrario, siendo ésta la indicada en la figura 2.2.

En la superficie denominada " zona explorada ", se construyeron: una losa de concreto armado de 20 cm de espesor sobre el pedraplén de cimentación y sobre de ésta un arreglo de viguetas con distribución estructural como lo indica la figura 2.3.

En la parte superior de las viguetas con recubrimiento de concreto, se construyeron muretes de tabique rojo de 14 cm que recibían a la losa de concreto armado de 25 cm del nivel de feligresía.

Además de la estructura antes descrita se utilizó un grupo de pilotes de madera de 25 cm de diámetro, aunque se tenía el inconveniente de que éstos fueran alterados por el cambio de posición del nivel freático, por lo que se pensó que los 2 a 3 metros superiores se fabricaran de concreto, en sección cuadrada.

Posteriormente, al observar la ineficacia de estos pilotes se intentó otro proceso de recimentación entre los años 1940 y 1960; éste consistía en la utilización de pilotes circulares de concreto en tramos, aunque desgraciadamente se tuvieron dificultades para el hincado, por lo que no se conoce a ciencia cierta cuántos lograron hincarse en realidad.

Así mismo, no se conoce la distribución exacta de estos pilotes, ya que no se poseen planos.

En 1975, cuando se hacían las excavaciones para la segunda recimentación, se observaron los pilotes, advirtiéndose las uniones entre los tramos de madera y concreto, así como las protecciones de lámina y la deformación de la madera provocada seguramente por los impactos con los que se hincaron.

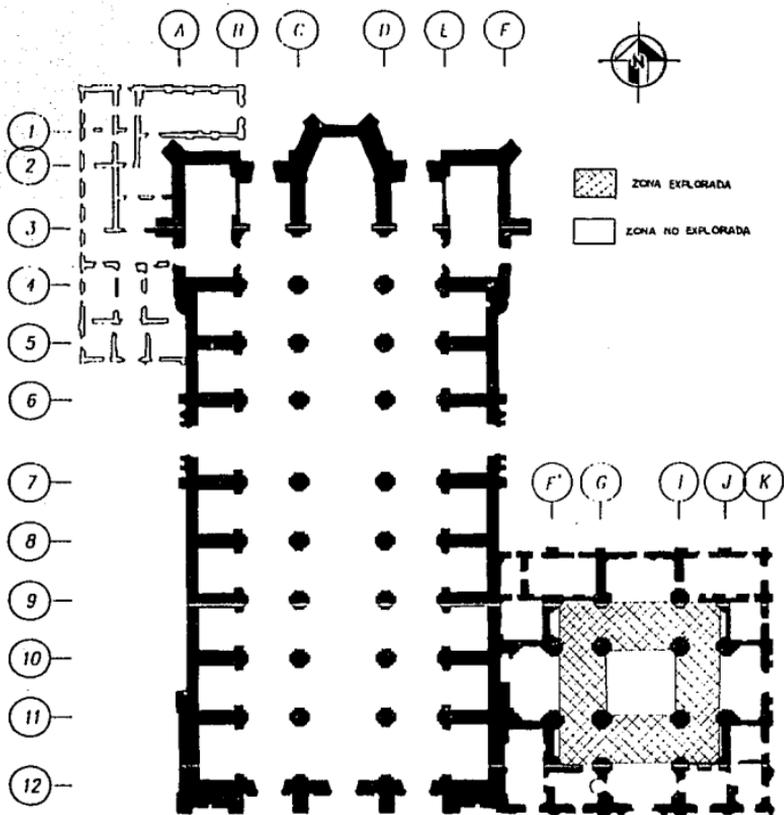


FIG. 2.2 PRIMERA RECIMENTACION EN SAGRARIO

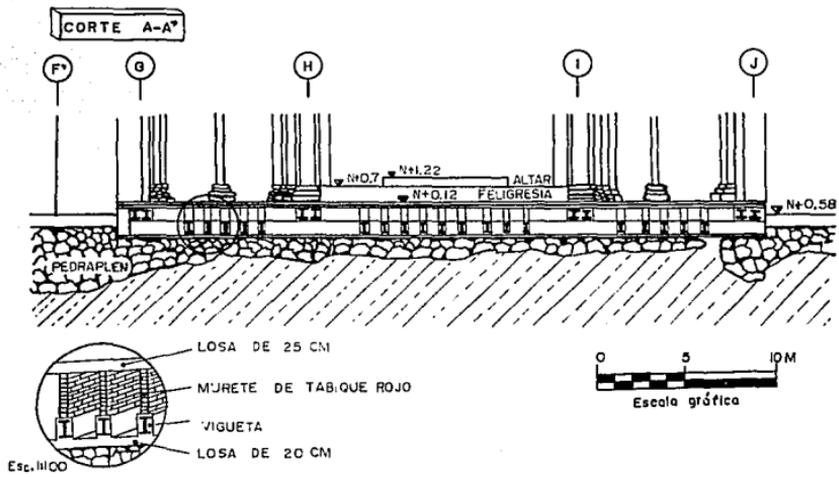
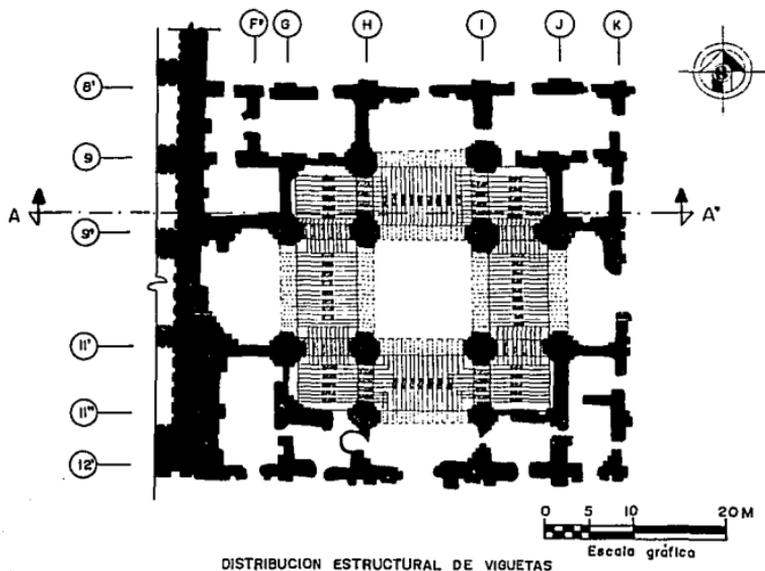


FIG. 2.3 PRIMERA RECIMENTACION EN SAGRARIO

2.1.2.-Segunda recimentación.

Posteriormente a la primera recimentación, los templos presentaron ciertas consecuencias estructurales de las que no se hallaba una clara explicación, pero lo que resultaba evidente era la evolución de asentamientos diferenciales.

En 1956 se dio a conocer que dichos asentamientos se aceleraban notablemente debido al exceso de bombeo profundo que se realizaba en la zona. Así, en 1957 se estableció una veda en la apertura de nuevos pozos de bombeo.

Aunque se logró disminuir la velocidad de los asentamientos durante los siguientes años, ésta volvió a incrementarse por la construcción del colector semiprofundo y de la línea 2 del Metro, debido a la operación de los sistemas de bombeo, en 1967 y 1970, respectivamente.

Es por ésto que en 1972, se iniciaron estudios más completos por parte de la Secretaría del Patrimonio Nacional (SPN), enfocados al análisis del comportamiento estructural y Geotécnico de la Catedral y el Sagrario Metropolitanos, a fin de aplicar un nuevo método para recimentar los templos.

Se pretendía con este segundo intento, reducir el trabajo de la cimentación original en un 25%, controlar el descenso de los edificios, así como los hundimientos diferenciales de las mismas estructuras.

2.1.2.1.-Catedral.

En 1972, transcurridos 32 años desde que se realizó la primera recimentación en la Catedral, la Secretaría del Patrimonio Nacional (S P N), llevó a cabo un estudio del comportamiento estructural y geotécnico de la Catedral y el Sagrario Metropolitanos para conocer las condiciones que imperaban en las estructuras en aquella época.

En el estudio se realizaron cuatro sondeos mixtos al rededor de la Catedral y Sagrario a una profundidad de 40.5 m, obteniéndose muestras de las que se definieron sus propiedades índice y mecánicas.

Como resultado del estudio se presentaron los perfiles longitudinales y transversales de las bases de las columnas medidas con anterioridad, al igual que la configuración de la Catedral y del Sagrario, determinada en enero de 1972, junto con dos perfiles perimetrales realizados en 1970 y 1972 que permitieron conocer la influencia de la construcción del metro.

De esta manera se planteó el proyecto de la segunda recimentación, cuyo diseño fue encargado al ingeniero Manuel González Flores, miembro de la empresa PICOSA , quien propuso la utilización de pilotes de control.

En su informe la S P N indicó que la superestructura de la Catedral tiene un peso de 75,160 toneladas, la cimentación de 36,130 toneladas, y el área del templo es de 7,140 m² , pero en contrapartida el ingeniero Vicente Guerrero y Gama estimó que el peso real era de 127,000 toneladas, aproximándose ésta última más a la real.

Se especifica que los pilotes deberán apoyarse en la capa dura a 38 m de profundidad, atravesando libremente la cimentación con un hincado a base de presión y sobre las cabezas de los pilotes se pondrán puentes para transmitir cargas totalmente controladas.

En el plano de la figura 2.4 se muestra la ubicación de 280 pilotes, localizados en el interior del templo. En este plano la S P N precisa que la capacidad de los pilotes de punta apoyados en la capa dura a 38 m de profundidad , con diámetros de 40 y 45 cm, sería de 72 y 90 toneladas, respectivamente, aunque no se conoce el criterio utilizado para definir su distribución , la influencia de la fricción negativa y el número , ya que la capacidad de carga de éstos no es suficiente para soportar el peso total de las sub y superestructuras.

Aparentemente, el proyecto de recimentación era el correcto, pero posteriormente surgieron dificultades para instalar los pilotes de acuerdo con la ubicación del plano, por lo que se hicieron modificaciones colocándolos como indica el plano de la figura 2.5.

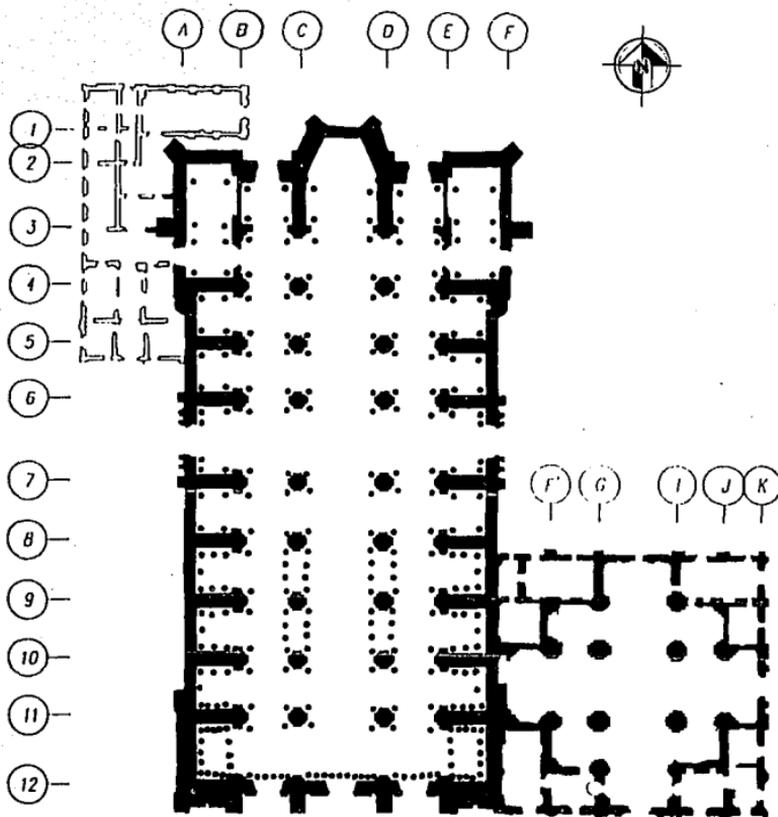
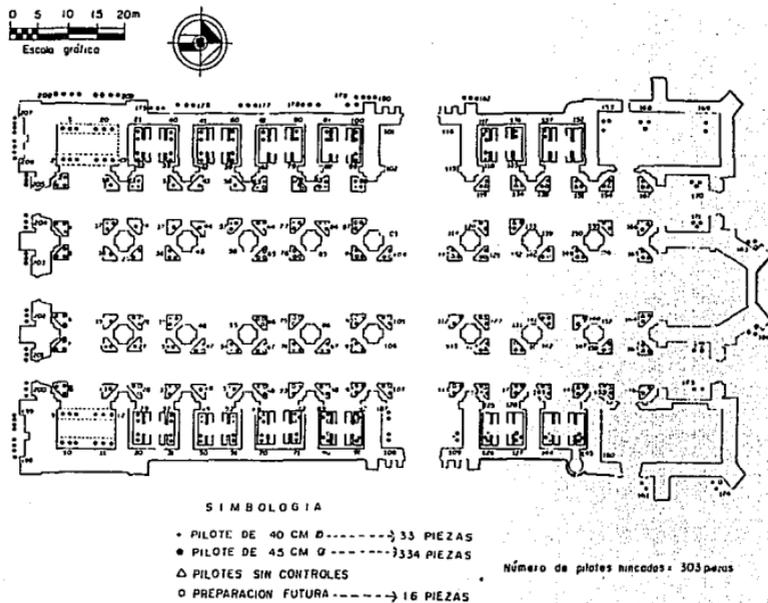


FIG. 2 4 UBICACION PRELIMINAR DE PILOTES

FIG. 2.5 UBICACION DE PILOTES



Los trabajos se realizaron entre febrero de 1975 y octubre de 1976, éstos fueron ejecutados por la empresa PICOSA, bajo la supervisión del personal de la S P N.

La primera actividad a realizar era levantar el piso de mármol, para posteriormente demoler la losa de concreto a nivel de la feligresía, teniendo acceso a las criptas e igualmente demoler la losa de concreto a nivel criptas, como lo indica la figura 2.6. A ese nivel se tiene la presencia del pedraplén de mampostería, que en combinación con los estacones de madera y la costra natural superficial dificultaron el hincado de los pilotes a tal grado que se decidió eliminar estas barreras excavando manualmente lumbreras de acceso.

Como se observa en el plano de la figura 2.5, los pilotes se encuentran distribuidos en pequeños grupos, cada grupo está instalado en una misma lumbrera de acceso, a estos grupos se les denomina núcleos de pilotes o frentes y pueden ser de forma cuadrada, rectangular o bien pentagonal, dependiendo de la distribución de los pilotes y de las limitaciones físicas a su ubicación y construcción.

Una vez demolido el pedraplén se extrajeron las estacas correspondientes a la cimentación original, en la superficie donde se localizarían el o los pilotes.

A continuación se realizaron las perforaciones con máquina rotatoria, en etapas, variando el diámetro de la perforación en cada una de ellas de 20 a 22 pulgadas; el diámetro final de todas las perforaciones fue 10 cm mayor que el del pilote. Para el frente 146 pilote A, el procedimiento varió un poco, ya que se construyó un ademe de concreto reforzado de 30 cm de espesor para estabilizar las lumbreras de acceso.

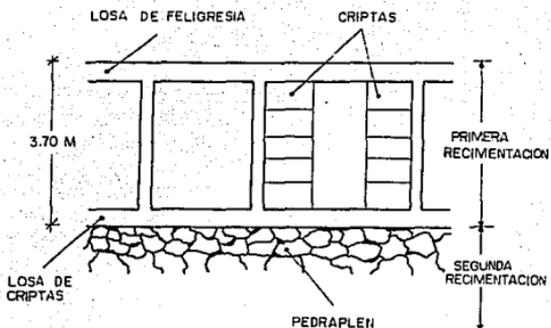
Cuando se encontraba terminada la perforación se hacía la presentación del pilote, así como la preparación. Los pilotes utilizados eran de concreto reforzado de 250 kg/cm^2 de resistencia a la compresión, en tramos precolados de 90 cm y en diámetros de 40 y 45 cm, se sabe que el acero de refuerzo era muy pobre en cuanto a continuidad. (ver figura 2.7).

Posteriormente se afinaba la excavación del pedraplén, la plantilla de concreto y se amaban el dado, el brocal y la trabe de liga; también se colocaban los demás elementos estructurales de liga a la cimentación original, para después cimbrar, colar y esperar el fraguado.

Así, se procede al hincado de los pilotes a presión mediante gatos hidráulicos, con la previa colocación de la camisas o fundas de éstos, que consistían en una delgada lámina galvanizada calibre 24.

Finalmente se colocan los controles, pues para los pilotes interiores se utilizaron: el dado, las arañas, los espárragos y un puente como elementos de reacción para el hincado.

Para culminar con los trabajos se cimbró, armó y coló la losa de piso de feligresía, reponiendo también el piso de mármol.



NOTA.- LAS MEDIDAS SON APROXIMADAS.

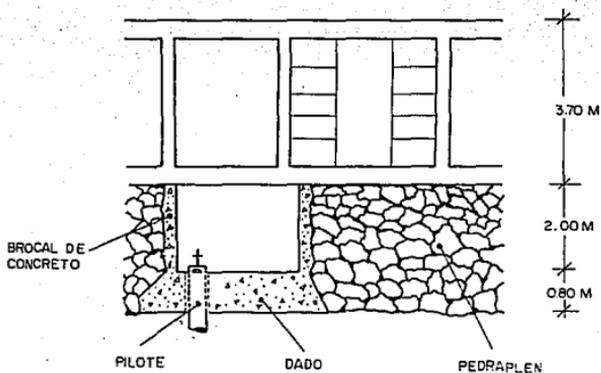
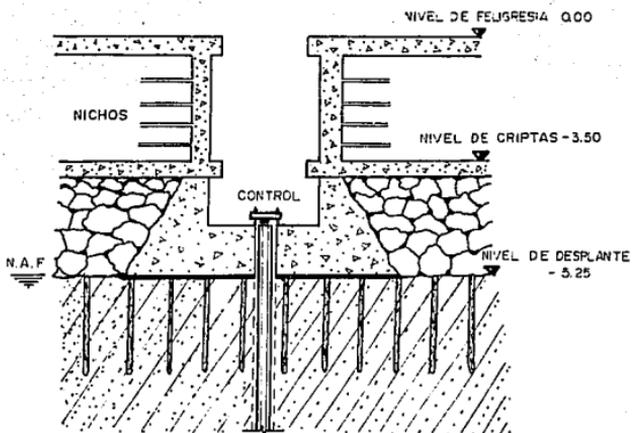


FIG. 2.6 SEGUNDA RECIMENTACION DE CATEDRAL



CORTE EN FRENTE INTERIOR

Nota.-Acolociones en metros.

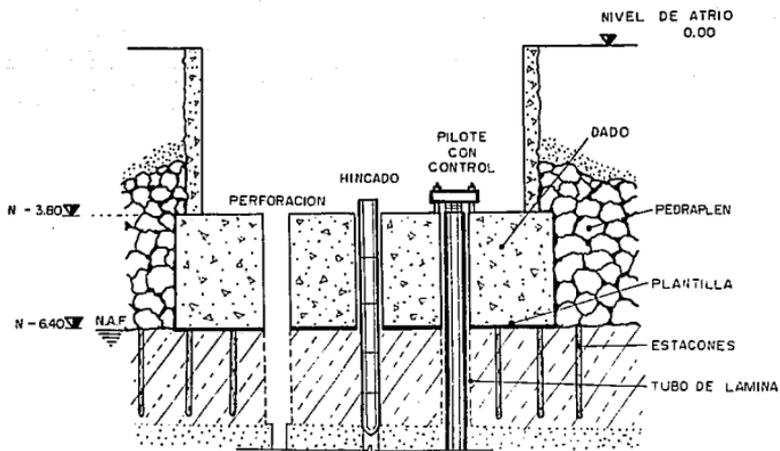


FIG.2.7. CORTE EN FRENTE EXTERIOR

El procedimiento que se siguió para los frentes exteriores difería en algunas etapas respecto a los frentes interiores.

Las actividades a realizar en los frentes exteriores eran a grandes rasgos: demoler el pavimento en el atrio, realizar una excavación formando una lumbrera de acceso adernada con concreto reforzado, su profundidad varió en función del espesor de la mampostería y la penetración de los estacones; se continuó con la demolición del pedraplén, el armado de traves de liga, así como el colado y fraguado de éstas. Se hicieron las perforaciones para después bajar la camisa de acero de 1/4 de pulgada de espesor, se rellenaba el espacio anular con mortero y se bajaban los tramos de pilote reaccionando contra el brocal de la camisa; terminado el hincado de los pilotes del exterior se procedía a excavar el suelo alrededor de la camisa, a colar el dado y las paredes del frente y a recortar el tubo de la camisa. Se terminaban los trabajos con la colocación de los controles y la reposición del pavimento.

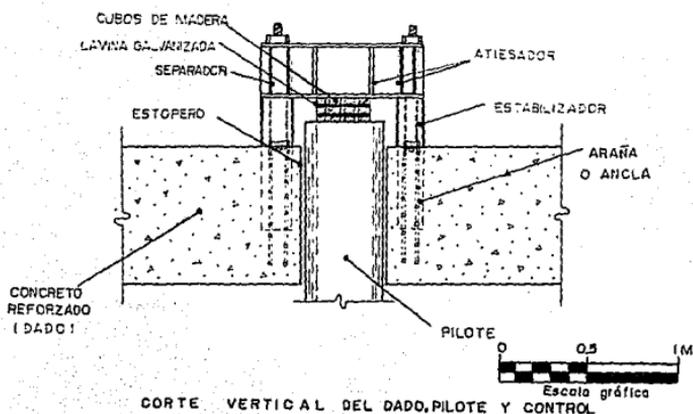
Los pilotes de control instalados, de acuerdo con el investigador Manuel González Flores, controlarían la carga en éstos y los asentamientos diferenciales y totales de la estructura. Estos son, en esencia, pilotes de punta que atraviesan libremente la cimentación, sobre cuya cabeza es colocado un puente unido a la losa de cimentación de la estructura; este puente consiste en una vigueta de acero con separador y atiesador, anclándose a la losa con tornillos de acero y un elemento especial denominado araña, como se ilustra en la figura 2.8. La unión entre la cabeza del pilote y la vigueta del puente se establece con un arreglo formado por superposiciones sucesivas de placas delgadas de acero y sistemas de cubos pequeños de madera de caobilla, que poseen características de esfuerzo-deformación especiales. (ver figura 2.9).

El mecanismo antes descrito tiene la finalidad de hacer trabajar al pilote a la carga que se desee.

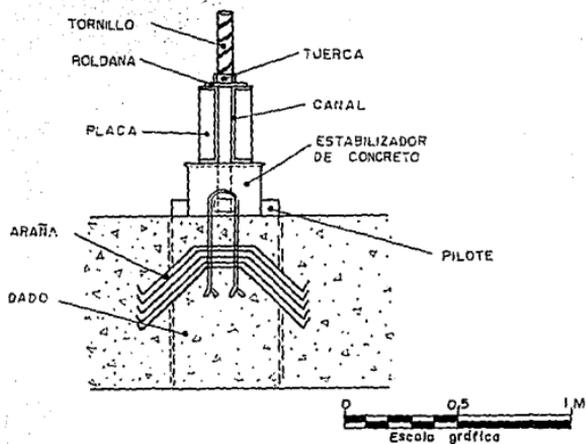
Como se observa en la figura, cada cubo tiene una gráfica de esfuerzo-deformación con un rango plástico amplio, lo que permite predecir que al alcanzar su carga de falla plástica, previamente determinada, puede garantizarse que el cubo está transmitiendo una cierta carga fija a la cabeza del pilote, con la consecuente deformación del cubo. Así, conocida la carga que se desea que tome el pilote, bastará con dividir ese valor entre la carga de falla del cubo de madera para saber el número de cubos que se colocarán por cada capa, entre dos placas de acero. En el momento en que los cubos lleguen al límite de deformación plástica deberá modificarse la posición del puente y cambiar los cubos de madera.

De esta manera es notable que el objetivo de los pilotes es lograr el descenso simultáneo de la estructura y de la superficie del suelo.

Es sabido que la carga transmitida por la estructura es tomada parte por el suelo que está en contacto con la estructura y parte por los pilotes, lo que permite manipular la carga que soportará, uno y otro, pensando en que si la estructura tiende a bajar más aprisa de lo que lo hace



CORTE VERTICAL DEL DADO, PILOTE Y CONTROL



DETALLE DE LOS ELEMENTOS DE LIGA A LA CIMENTACION ORIGINAL

FIG. 2.8 INSTALACION DE PILOTES DE CONTROL

GRAFICA DE ESFUERZO-DEFORMACION DE CUBOS DE MADERA DE CAOBILLA

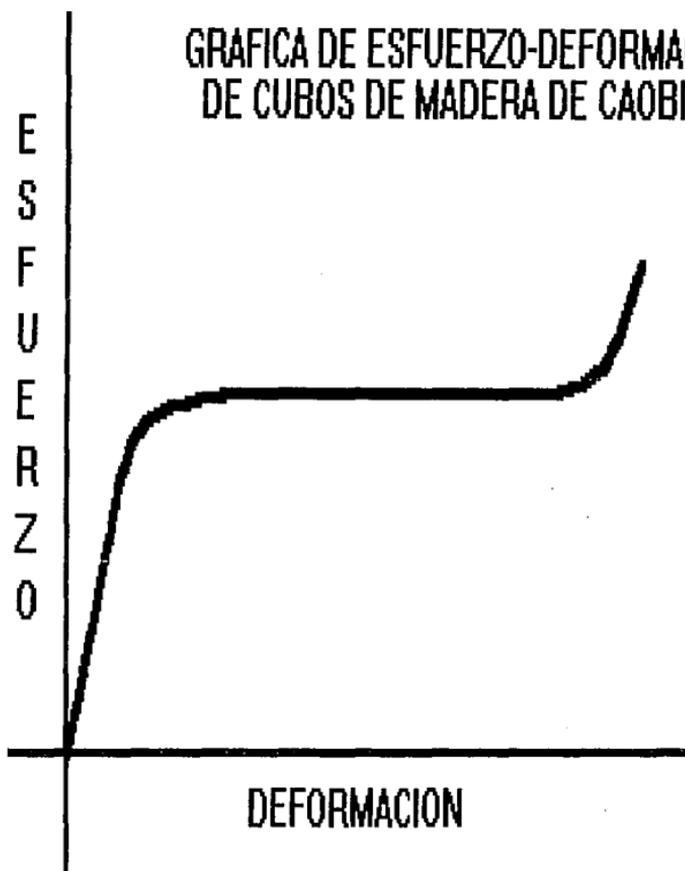


FIG. 2.9 GRAFICA DE ESFUERZO-DEFORMACION.

la superficie del suelo, los pilotes se harán trabajar a mayor carga, aumentando el número de cubos por capa; recíprocamente, si la estructura tiende a emerger respecto al terreno, los pilotes se harán trabajar a menor carga, disminuyendo el número de cubos de madera por capa de modo que la estructura transmita más carga al suelo.

Para el caso particular de la Catedral, en que la estructura presenta asentamiento diferencial, los pilotes de control trabajarán en forma diferente en las distintas zonas del área de la cimentación, para intentar igualar los asentamientos.

Así mismo, los pilotes se instalaron con diferente número de cubos de madera, que variaron de 4 a 42 piezas lo que, aunado a la consideración de PICOSA de que cada una soporta 3 toneladas, los pilotes soportarían en su cabeza cargas de 12 a 126 toneladas. En 1976 se decidió el arreglo mostrado en la figura 2.10, que operó hasta el año de 1989.

En 1976 la Residencia General de la obra realizó los "Planos Estructurales de Frentes de Recimentación", que más adelante fueron proporcionados por SEDUE, que junto con la estratigrafía del subsuelo definida con los sondeos de cono eléctrico realizados en el exterior de la Catedral permitieron clasificar a los pilotes de la cimentación según su condición de apoyo, esto es, considerando que los pilotes de control deben trabajar apoyados en la capa dura se pueden clasificar comparando su longitud con la profundidad a la que se encuentra esta capa; de esta manera, los pilotes cortos, que no la alcanzan puede decirse que trabajan como pilotes de fricción; contrariamente a esto, los pilotes que poseen mayor longitud que la profundidad de la capa dura, se clasifican como pilotes muy inclinados o rotos, no teniendo un comportamiento de punta confiable. También es posible que algunos de los pilotes del exterior hallan atravesado la capa dura, debido a la técnica usada de perforación previa, siendo en este caso pilotes largos y su comportamiento sería de fricción.

De los 387 pilotes de la Catedral, sólo se conocen las condiciones de trabajo de 371, siendo éstos los que se presentan en la siguiente tabla:

PILOTE	COMPORTAMIENTO	CANTIDAD	%	DIAMETRO	CAPACIDAD DE CARGA
CORTOS	FRICCIÓN	171	47	40 CM 45 CM	120 TON 200 TON
LARGOS, ROTOS O INCLINADOS	FRICCIÓN	97	26	40 CM 45 CM	120 TON 200 TON
NORMAL	PUNTA	103	27	40 CM 45 CM	180 TON 220 TON

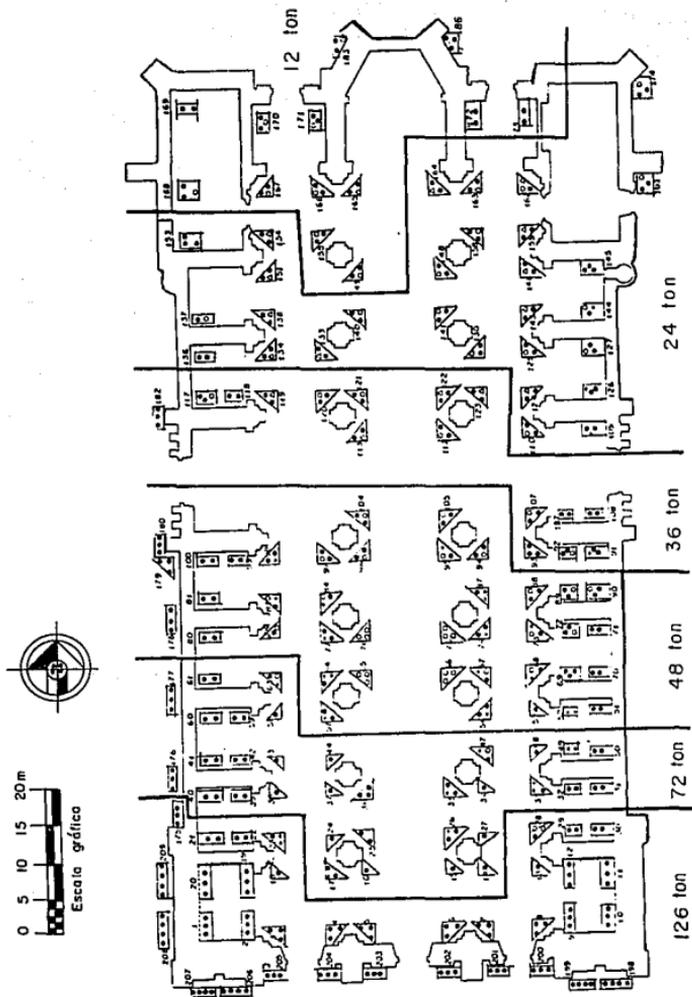


FIG. 2.10 DISTRIBUCION DE CARGAS HASTA JULIO DE 1989

2.1.2.2.-Sagrario.

Para llevar a cabo la segunda recimentación del Sagrario en marzo de 1975, se tomaron en cuenta los problemas que se presentaron en la Catedral durante el hincado de los pilotes, por lo que se procedió a efectuar una excavación en ciertas zonas por debajo del pedraplén como se ilustra en la figura 2.11, recibiendo con traveses y columnas de concreto reforzado a medida que avanzaban los frentes de excavación. Esta estructura funciona como soporte para todo el pedraplén y el Sagrario. La profundidad de la excavación varió entre 5.50 y 8.00 m medidos por debajo del piso de feligresía. Una vez llegando a esta profundidad se decidió armar un sistema de losas y traveses que, además de recibir el sistema de columnas mencionadas anteriormente, actuaría como una losa de cimentación que contendría los dados de anclaje de los pilotes de control.

Así mismo, en la figura 2.11 se observan los tableros que conforman la losa de cimentación de concreto reforzado de 30 a 60 cm de peralte. La losa en su conjunto está a su vez reforzada con contratraveses de 80 a 180 cm de peralte, éstas rodean en algunas zonas al área no excavada y su disposición se indica en la figura 2.11.

En la figura 2.12 se observa un corte en el que se ilustran los elementos antes mencionados en su conjunto, acompañados también de los pilotes instalados por el ingeniero M. González Flores.

Los pilotes utilizados son de tipo de segmentos precolados de concreto reforzado de 250 kg/cm² en tramos de 90 cm y en diámetros de 40 a 45 cm, siendo similares a los utilizados en Catedral.

Las perforaciones previas para el hincado de los pilotes se realizaron con las perforadoras compactas de PICOSA. El hincado de los pilotes fue a presión mediante la utilización de gatos hidráulicos, reaccionando contra los elementos de anclaje del sistema de control.

Sólo en forma local se necesitó construir ademes de concreto por debajo de las losas. Las camisas o fundas de lámina galvanizada que acompañaron a los pilotes se usaron sólo en casos particulares.

Las actividades finalizaron con la colocación de los sistemas de control en noviembre de 1976.

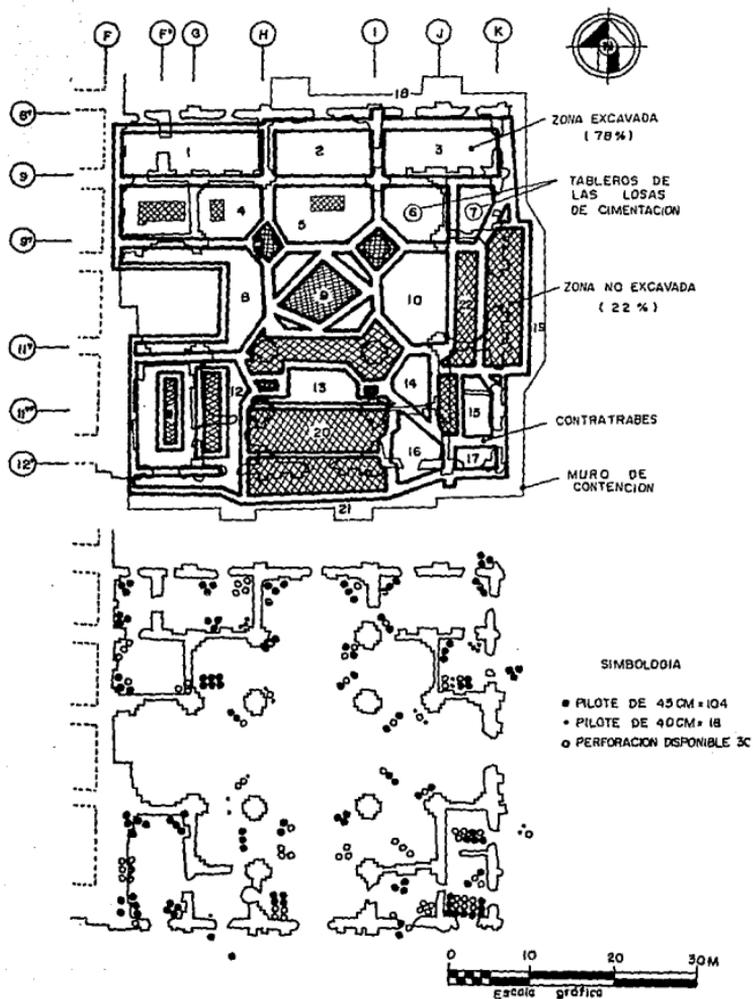


FIG. 2.II SEGUNDA RECIMENTACION DEL SAGRARIO

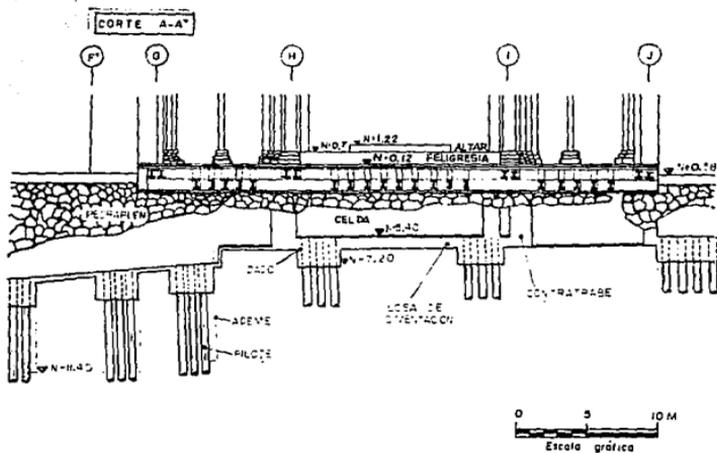


FIG. 2.12 SEGUNDA RECIMENTACION DEL SAGRARIO

Transcurridos algunos años se hizo una inspección por debajo del Sagrario, a fin de verificar la información obtenida de los planos de SEDUE a cerca de la segunda recimentación del Sagrario, clasificando a los pilotes con base en la profundidad de la capa dura de la siguiente manera:

PILOTE	COMPORTAMIENTO	CANTIDAD	%
CORTOS	FRICCIÓN	85	66
INCLINADOS O ROTOS	FRICCIÓN	30	23
NORMAL	PUNTA	14	11

2.2.- Hundimiento regional.

El extraordinario desarrollo de la ciudad de México, ha provocado un fenómeno de gran importancia, este es, el hundimiento general que ocasiona grandes trastornos al funcionamiento de las instalaciones municipales, así como serios problemas de estabilidad en las construcciones cuyas cimentaciones están apoyadas en el antiguo lago de Texcoco.

Asentamientos diferenciales muy grandes acusan a edificios sustentados por pilotes y aún a inmuebles cimentados superficialmente.

La razón fundamental de dicho hundimiento es debido a la extracción de agua subterránea, por lo que se ha obligado a cambiar proyectos hidráulicos, de tal forma que busquen nuevas fuentes para obtener agua potable que abastezca a la zona urbanizada, pues se sabe que actualmente el 70 % del agua que consume la población se extrae del subsuelo.

En 1925, el ingeniero Roberto Gayol, quien es autor del proyecto y dirección de las obras de drenaje de la ciudad, informó a la Sociedad de Ingenieros y Arquitectos de México sobre el descenso general del valle, basándose en el asentamiento observado en la Catedral en esa fecha respecto al banco fijo de Atzacocalco, que era provocado por drenar las aguas subterráneas existentes en el sitio.

Posteriormente el ingeniero José A. Cuevas continuó con los estudios del Ing Roberto Gayol, respecto a la mecánica de suelos en México, interviniendo también el Dr. Carrillo, quien demostró que la causa principal del fenómeno de hundimiento era el abatimiento de las presiones piezométricas que provoca la extracción de agua subterránea.

A partir de ese momento se realizaron profundas investigaciones, encabezadas por los ingenieros Fernando Hiriart, Raúl Sandoval L. y Raúl J. Marsal, en el laboratorio de Ingenieros Civiles Asociados S.A. de C.V. El resultado de estas investigaciones fue la reconstrucción del hundimiento desde fines del siglo pasado utilizando la teoría de consolidación. La investigación de estos estudios la continuó la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México, instalando una gran cantidad de estaciones piezométricas.

El desproporcionado crecimiento de la población y su consecuente demanda del líquido vital, ha orillado a una extensa explotación de las fuentes subterráneas que ha inducido abatimiento de los niveles piezométricos de hasta 20 m o mayores.

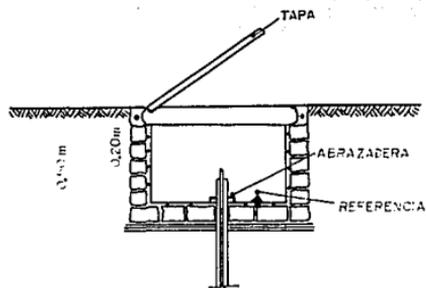
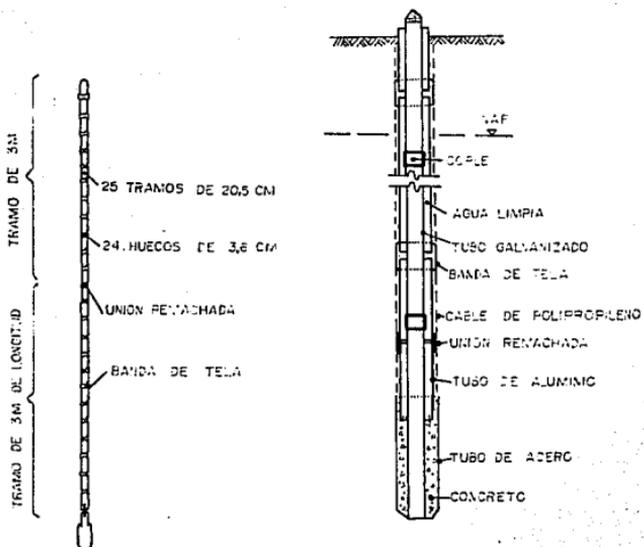


FIG. 2.13 BANCO DE NIVEL PROFUNDO

2.2.1.-Mediciones: topográficas y con bancos profundos.

El hundimiento regional en la zona se ha documentado con el paso del tiempo con la información topográfica disponible, tomando como referencia en 1856 a la Tangente Inferior de Calendario Azteca (TICA), que era una línea horizontal marcada en la base de la torre poniente de la Catedral, donde antes estaba adosado el calendario. En 1876 los ingenieros José M. Velázquez y Andrés Andasoro levantaron un plano del lago de Texcoco, cuyo fondo tenía la cota 5.57 respecto al banco TICA.

A partir de 1898 y hasta 1905 se instalaron una serie de placas, para facilitar los trabajos con acotaciones +10 y +11, por parte de la Comisión Hidrológica y posteriormente por Obras de Saneamiento, algunas de éstas aún se conservan en antiguos edificios.

El Ing. Roberto Gayol indicó que para fines del siglo pasado se estableció una nueva referencia asentada sobre roca, con la cota 12.35 m respecto al banco TICA, este nuevo banco recibía el nombre de banco topográfico Atzacualco con elevación 2,242.75 msnm. Recientemente, la Dirección de Geografía tuvo que desplazar este banco a un punto cercano, construyendo una mojonera, pues el antiguo estuvo a punto de destruirse. El banco más reciente tiene dos placas: la superior, 1.64 m arriba de la primitiva referencia de Atzacualco, y la inferior, 0.94 m.

Existía otro banco fijo, ubicado al pie del cerro de Chapultepec (Ch), junto al monumento de los Niños Héroes; en 1898, su cota era 6.08 m respecto al banco TICA.

Con objeto de construir el Palacio de Bellas Artes en 1905, se realizaron nivelaciones basadas en los bancos Ch y TICA que dieron a conocer el hundimiento que experimentaba la Catedral en aquella época.

Por otro lado sabemos que durante este siglo, la Catedral ha sido el edificio del cual se tiene más información a cerca de sus asentamientos aunque no pueden considerarse realmente representativos de la antigua traza, puesto que el terreno que ella ocupaba fue sometido a fuerte consolidación, a causa de su peso propio, así como de las construcciones ejecutadas por los Aztecas en el sitio.

Al estudiar el proceso de hundimientos se sabe que existen otras causas que lo provocan, además del abatimiento de presiones, tenemos: el hundimiento debido a la instalación de colectores y atarjeas del sistema que evacua el agua negra de la población, así como la sobrecarga de la formación arcillosa del subsuelo por medio de edificios y otras construcciones.

En los últimos años los instrumentos para medir las deformaciones de un suelo se han ido perfeccionando. El banco de nivel profundo permite realizar mediciones que eliminan la

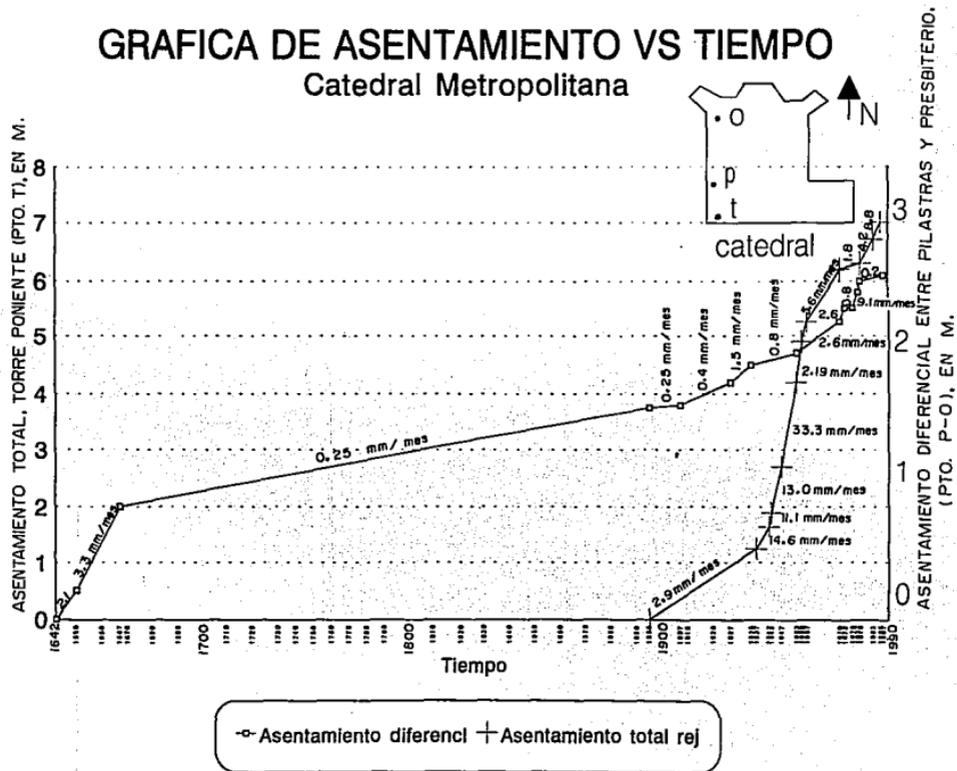
influencia de la fricción negativa; éste se integra por una doble tubería vertical concéntrica, siendo la interior la de referencia, (figura 2.13). Se desplanta a la profundidad elegida en tanto que la tubería exterior, por ser axialmente compresible absorbe las deformaciones verticales que sufre el suelo entre la superficie y la profundidad de desplante del banco (capa dura), pero desgraciadamente en ocasiones la tubería exterior actúa como rígida, perdiendo la deformabilidad axial, generándose pandeo que afecta al tubo interior, por esto, en la Catedral se instaló un tipo de banco profundo en el que la tubería exterior está formada por segmentos de tubo de aluminio unidos con bandas de tela. Estos bancos se instalaron en el atrio poniente de la Catedral: uno dentro de la capa dura, a 40 m de profundidad y el otro a 3 m del primero, en los depósitos profundos a 60 m (figura 2.21).

El resultado de las mediciones se integra en una gráfica asentamientos vs tiempo, que define la velocidad de los hundimientos tanto diferenciales como totales. Dicha gráfica se presenta en la figura 2.14.

GRAFICA DE ASENTAMIENTO VS TIEMPO

Catedral Metropolitana

FIG. 2.14 GRAFICA DE ASENTAMIENTO VS TIEMPO DE LA ESTRUCTURA DE CATEDRAL.



2.3.-Comportamiento de las estructuras con las recimentaciones.

La reconstrucción del proceso de los asentamientos diferenciales, permite comprender la gran importancia que tienen las deformaciones que acusan los templos, así como las velocidades con las que se han desarrollado.

Se puede asegurar que los hundimientos en los templos empezaron desde la colocación del pedraplón sobre la retícula de estacones, debido a la compresibilidad natural de las arcillas del Valle de México.

Si se analiza la secuencia de construcción de la Catedral, se puede explicar el por qué no se considera una estructura que actúe perfectamente en conjunto. En general dicha secuencia se resume en la siguiente tabla:

ELEMENTO EN CONSTRUCCIÓN	PERIODO
Colocación de la primera piedra.	1563
Sala capitular, 10% de la nave procesional y 2 capillas de la lateral.	1575-1615
Sacristía.	1615-1623
Torre oriente	1624-1627
30% de las naves procesionales y altar de los Reyes.	1635-1640
Altar principal (30% nave central), 10% de las naves procesionales y 1 capilla lateral.	1642-1668
Totalidad de las naves laterales, torre poniente y 20% de las procesionales.	1653-1660
30% de la nave central.	1660-1664
40% de la nave central y 30% de las procesionales.	1664-1667

Otro de los problemas suscitado, a parte del proceso constructivo carente de una secuencia de actividades adecuada, fue no darle importancia a la preconsolidación variable inducida por los templos Aztecas en la zona, de la cual se hablará más adelante.

2.3.1.-Asentamientos en la Catedral.

La información disponible permitió conocer la velocidad de deformación diferencial entre el altar mayor y la zona sur-poniente, con valores 0.00 y hundimiento máximo, respectivamente.

PERIODO	CAUSA PRINCIPAL DE HUNDIMIENTO	CONSECUENCIAS DEL HUNDIMIENTO DIFERENCIAL	VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN DIFERENCIAL	FENÓMENO OCURRIDO
1563-1667	Colocación del pedraplén Construcción de las torres.	Diferencial de 80 cm entre las torres.	2.67 mm/mes	Etapa de consolidación primaria.
1667-1907	Bajo peso propio. Diferencias de compresibilidad de las arcillas.	Diferencial de 153 cm entre el presbiterio ³ y la torre poniente.	0.25 mm/mes	Etapa de consolidación secundaria.
1907-1927	Perforación de pozos inicialmente artesianos y después de bombeo.		0.4 mm/mes	
1927-1938	Bombeo profundo.		0.8 a 2.6 mm/mes	
1938-1956	Incremento en el hundimiento regional.	Hundimiento total de 5.20 m en la torre poniente.	0.8 mm/mes	Incremento en el fenómeno de hundimiento regional.

1956-1967			0.8 mm/mes	Reducción de la velocidad de hundimiento por veda de apertura de pozos.
1967-1978	Influencia de las obras de recimentación, construcción del metro y construcción del colector semiprofundo.		9.1 mm/mes 2.6 mm/mes	Bombeo excesivo del N.A.F.
1978-1989			0.2 mm/mes	
Nov-1989			2.7 mm/mes	

La figura 2.25 ilustra la evolución de los asentamientos diferenciales.

Cabe mencionar que durante el presente siglo, el hundimiento diferencial en la Catedral ha sido del orden del 14% del hundimiento regional, lo que nos permite concluir que mientras este fenómeno persista, los hundimientos diferenciales en la Catedral continuarán incrementándose.

En la gráfica de la figura 2.14 se puede ver una comparación entre la curva de asentamiento total regional y la curva de asentamiento diferencial, realizada con base en las fechas (años) de registro.

Ante estas respuestas se han presentado consecuencias estructurales como por ejemplo el agrietamiento de pisos en forma longitudinal, cuyos efectos en las trabes no han sido del todo aclarados, pero se conoce el espesor de las grietas, éstas se ilustran en la figura 2.15; igualmente se tienen desplomes en columnas y pilastras que actualmente alcanzan valores alarmantes.

3 Se denomina presbiterio al altar mayor de un templo.

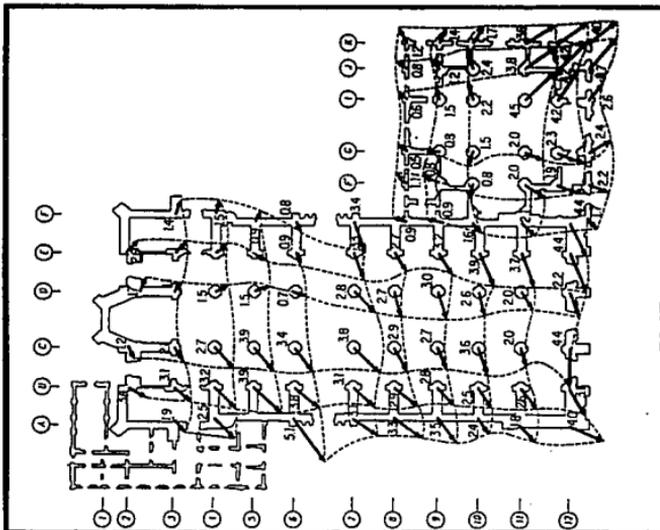
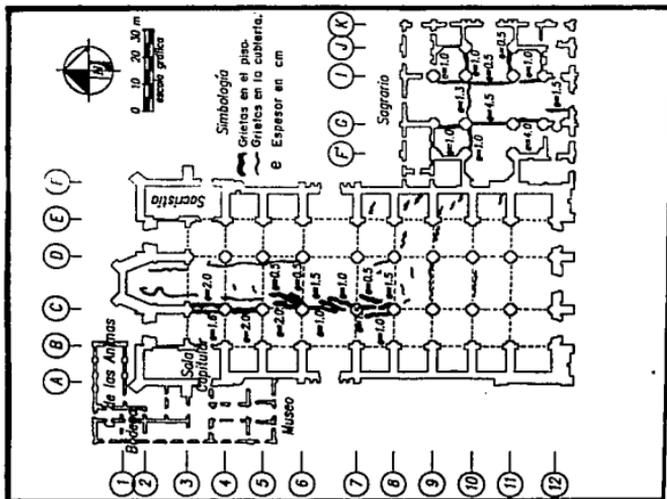


FIG. 2.15 CONSECUENCIAS ESTRUCTURALES

2.3.2.- Asentamientos en el Sagrario.

La información disponible a cerca de los asentamientos es realmente escasa, ya que no se puede hacer una reconstrucción de la historia de los hundimientos del Sagrario como en el caso de la Catedral, pero de cualquier forma se sabe que dichos asentamientos diferenciales del Sagrario están determinados con base en la configuración de 1972 y del registro de PICOSA de los movimientos diferenciales entre el 14 de diciembre de 1983 y el 20 de enero de 1989, al igual que las mediciones recientes.

En la figura 2.16 se muestran las nivelaciones diferenciales de diciembre de 1983 a enero de 1989, éstas toman como referencia a la columna central noroeste que se define con la cota 0.00 y no a la columna 21 A que tiene la tendencia a quedar más alta; caso contrario al de la Catedral, en el que toman como referencia al presbiterio (altar mayor).

De esta forma se definen las velocidades de deformación del Sagrario, ya sea tomando como referencia a la columna 25 C o a la columna 21 A, de la siguiente forma:

PUNTO	ASENTAMIENTO	ASENTAMIENTO	VELOCIDAD DE DEFORMACIÓN EN MM/MES
	REFERENCIA 25C	REFERENCIA 21A	
25 A	+ 2.4	- 14.6	2.7
26 A	+ 14.5	- 2.5	0.40
26 B	+ 12.4	- 4.6	0.7
21 A	+ 17	0.00	0
19	+ 5.8	- 11.2	1.8
32	- 0.8	- 17.8	2.9
25 E	- 0.3	- 17.3	2.8

La tabla anterior no incluye todos los valores de asentamientos de la figura, debido a que sólo se conocen las velocidades de algunos de ellos.

Como en el caso de la Catedral, el Sagrario presenta igualmente consecuencias estructurales, siendo éstas: fisuramiento de piso y desplomo de columnas y pilastras, ilustradas en la figura 2.15.

HUNDIMIENTO DIFERENCIAL EN CM CON RELACION AL PUNTO No. 25C

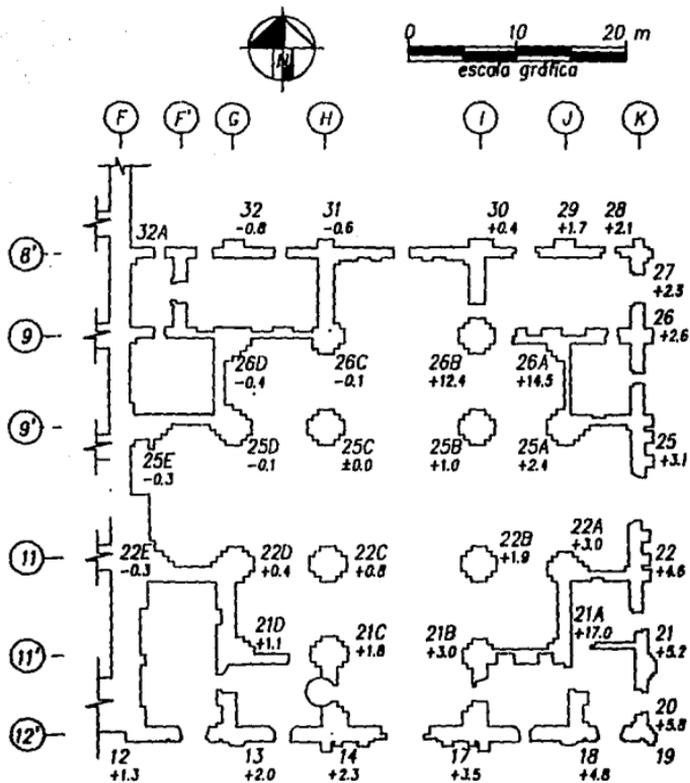


FIG.2.16 NIVELACIONES DIFERENCIALES DE DICIEMBRE DE 1983 A ENERO DE 1989

2.4.- Información geotécnica del subsuelo.

Para tener la información geotécnica necesaria se recopilaron estudios pertenecientes a la zona vecina, elaborados entre los años 1943 y 1983 por los ingenieros Leonardo Zeevaert, Raúl Marsal y Marcos Mazari; así como las empresas Solum S.A., Ingeniería Experimental S.A. (IESA), la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas (SAHOP), Geotec S.A., TGC Geotécnica S.A.

La estratigrafía detectada con los sondeos realizados por las empresas e ingenieros antes mencionados, se considera como la típica de la zona del lago centro, definida en la siguiente tabla: :

ESTRATO	ESPESOR (M)	PROFUNDIDAD MEDIA (M)
RELLENOS	2 A 5	5.0
COSTRA SUPERFICIAL	5 A 6	11.0
SERIE ARCILLOSA SUPERIOR	25 A 27	36.50
CAPA DURA	3 A 4	38.70
SERIE ARCILLOSA INFERIOR	8 A 10	48.50
DEPOSITOS PROFUNDOS	10 A 11	61.00

El nivel de aguas freáticas fue localizado a una profundidad de 3.50 metros.

Las propiedades del suelo (índice y mecánicas) obtenidas de los diferentes sondeos no poseen uniformidad alguna.

Con lo que respecta a las condiciones piezométricas, se cuenta con la información de las siguientes estaciones:

Estaciones piezométricas de:	Ubicación	No. de estación	Celda	Profundidad instalada en m	Profundidad del N.A.F. en m	Pérdida de presión (kg/cm ²)
IESA (1972)	Atrio de Catedral.	I		10	4.80	0.15
		II		15	5.00	0.56
		III		20	4.90	1.05
		IV		30	3.80	1.74
SAHOP (1977) (Piezómetros neumáticos)	Área poniente del Palacio Nacional y patio de la emperatriz en el P.Nal.		1	10	2.10	0.14
			2	15		0.16
			3	25		0.15
			1	10	1.77	0.14
			2	15		0.16
			3	25		0.15
			1	10	1.90	0.14
			2	15		0.16
			3	25		0.15
			1	10	2.08	0.14
			2	15		0.16
			3	25		0.15
			1	10	3.47	0.14
			2	15		0.16
			3	25		0.15
		4	35		No se conoce	
		5	55			
Geotec(1983) (Piezómetros neumáticos).	Suroeste de la Catedral.	I		11		0.05
		II		20		0.25
		III		30		0.40

Considerando que las propiedades mecánicas del subsuelo de la Catedral han cambiado con el tiempo, debido a las sobrecargas provocadas por las construcciones Aztecas y las condiciones de bombeo a las que ha estado sujeto y que los sondeos y mediciones piezométricas disponibles datan de años anteriores, se hizo necesario realizar una campaña de exploración, muestreo e instrumentación, consistente en la ejecución de 21 sondeos con cono eléctrico, dos sondeos con muestreo inalterado continuo, instalación de 11 estaciones piezométricas, 21 tubos de observación del N.A.F. y 2 bancos de nivel profundo.

2.4.1.-Estratigrafía del sitio.

Para conocer la estratigrafía del sitio se programó la ejecución de 21 sondeos de cono eléctrico, trece de los cuales se ubicaron alrededor de la Catedral; tres en el interior de la Catedral, uno en el interior del Sagrario, uno en el templo mayor y tres a lo largo del costado oriente de la línea 2 del metro, como se observa en la figura 2.17. Junto a once de éstos sondeos se instaló un tubo para la observación del nivel freático.

Los trece sondeos de cono hechos alrededor de la Catedral y el Sagrario se ubicaron en sus puntos más significativos, auxiliándose en la información obtenida con los sondeos precedentes. Para captar todos los detalles estratigráficos se profundizaron más allá de la capa dura. De estos sondeos, se pensó originalmente que sólo el SCE-1 se llevaría hasta los depósitos profundos y los demás a la capa dura, pero dada la necesidad de captar todos los detalles estratigráficos y definir en forma confiable los cambios de resistencia originados por la historia de cargas de cada punto estudiado, se cambió esta decisión.

Como se observa en la figura 2.17 el sondeo SCE-14 al oriente de la Catedral se hizo en un área libre del Templo Mayor, para definir la resistencia en un punto en que los templos Aztecas han sido la carga superficial más importante que ha consolidado al suelo; los SCE-15, SCE-16, y SCE-17 se localizaron al oriente del metro para detectar la influencia del abatimiento del nivel freático por causa del metro, del Templo Mayor y del colector semiprofundo.

En lo que respecta a los sondeos en el interior de la Catedral y Sagrario se hicieron para registrar el efecto de la historia de cargas por debajo de las estructuras.

En la siguiente tabla se describe la profundidad a la cual se penetró cada sondeo:

SONDEO	PROFUNDIDAD (M)	CARACTERÍSTICAS
SCE-1	57.20	Punto de mayor carga.
SCE-2	60.00	Punto de mayor hundimiento.
SCE-3	38.50	
SCE-4	38.60	Zona de menor hundimiento.
SCE-5	36.90	Zona con sólo cargas de templos Aztecas.

SCE-6	60.00	Punto con hundimiento considerable.
SCE-7	60.20	
SCE-8	41.10	Se realizaron pruebas de carga estática con cono en la capa dura.
SCE-9	43.50	
SCE-10	46.00	
SCE-11	44.00	
SCE-12	45.00	
SCE-13	45.00	
SCE-14	61.20	
SCE-15	46.50	
SCE-16	40.20	
SCE-17	42.00	
SCE-18	60.00	
SCE-19	60.00	
SCE-20	60.00	
SCE-21	50.00	

Los resultados finales obtenidos mediante los sondeos de cono eléctrico nos muestran los cortes estratigráficos perimetral y al oriente de la Catedral.

Corte estratigráfico perimetral:

ESTRATO	PROFUNDIDAD MEDIA (M)	ESPESOR MEDIO (M)	CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL
Relleno artificial	0.00 a 11.10	11.1± 2.2	Material heterogéneo, producto de pavimentos que sobreyacen al pedraplén de mampostería; se construyó como basamento de las estructuras. Es una secuencia de lentes delgadas, blandos y duros con resistencia qc de 7 kg/cm ² y 56 kg/cm ² respectivamente.

Costra superficial	11.10 a 13.00	1.9 ± 0.3	Es una costra seca integrada por dos substratos duros que confinan a otro más blando. Está constituida por suelos limo-arcillosos preconsolidados y lentes de arcilla de baja compresibilidad. Los substratos duros tienen qc 84 kg/cm ² y los blandos qc 9 kg/cm ² .
Serie arcillosa superior.	13.00 a 36.70	23.7 ± 1.1	Está formada por una secuencia de arcillas de la zona del lago, constituida por siete estratos de arcilla de 1 a 7 metros de espesor, separados por lentes duros; tres de ellos formados por cenizas volcánicas y las otras tres por costras de secado solar. En lo que respecta a la consistencia de las arcillas, la variación de la resistencia a la penetración del cono permite interpretar que las del tercio superior tienen preconsolidación inducida por las cargas superficiales, las del tercio medio son normalmente consolidadas y las del tercio inferior poseen preconsolidación inducida por el bombeo profundo. Los valores de resistencia al cono son de 13 kg/cm ² y 9 kg/cm ² para los sondeos duros y blandos, respectivamente.
Capa dura	36.70 a 39.90	3.2 ± 0.4	Está integrado por una serie de lentes duros y blandos.
Serie arcillosa inferior.	39.90 a 50.50	10.6 ± 0.4	Es una formación arcillosa, igualmente interrumpida por lentes duros, considerando tres estratos arcillosos. Su resistencia al cono puede variar de blanda a dura, esto es, de 24 kg/cm ² a 42 kg/cm ² .
Depósitos profundos	50.50 en adelante		

Cabe mencionar al " estrato marcador " que es la más significativa de las costras, encontrándose a 20.2 m de profundidad; además es el estrato en el cual se instalaron los piezómetros abiertos, como se indicará más adelante.

La figura 2.18 se muestra la estratigrafía obtenida de los sondeos ubicados al frente de los templos (SCE-2, SCE-1, y SCE-6), presentando al centro mayor resistencia del suelo y menor hacia ambos lados, provocando que la Catedral se incline hacia el poniente y el Sagrario hacia el oriente, como se explicará a detalle posteriormente.

El corte estratigráfico aquí descrito es detallado y perfeccionado con estudios posteriores (sondeos de muestreo continuo), éste se presenta en el punto 2.4.3.

Para complementar la información obtenida de los sondeos en el área de Catedral, se efectuaron cuatro sondeos de cono, denominados SCE-14, SCE-15, SCE-16 y SCE-17. Estos sondeos se profundizaron sólo hasta la capa dura.

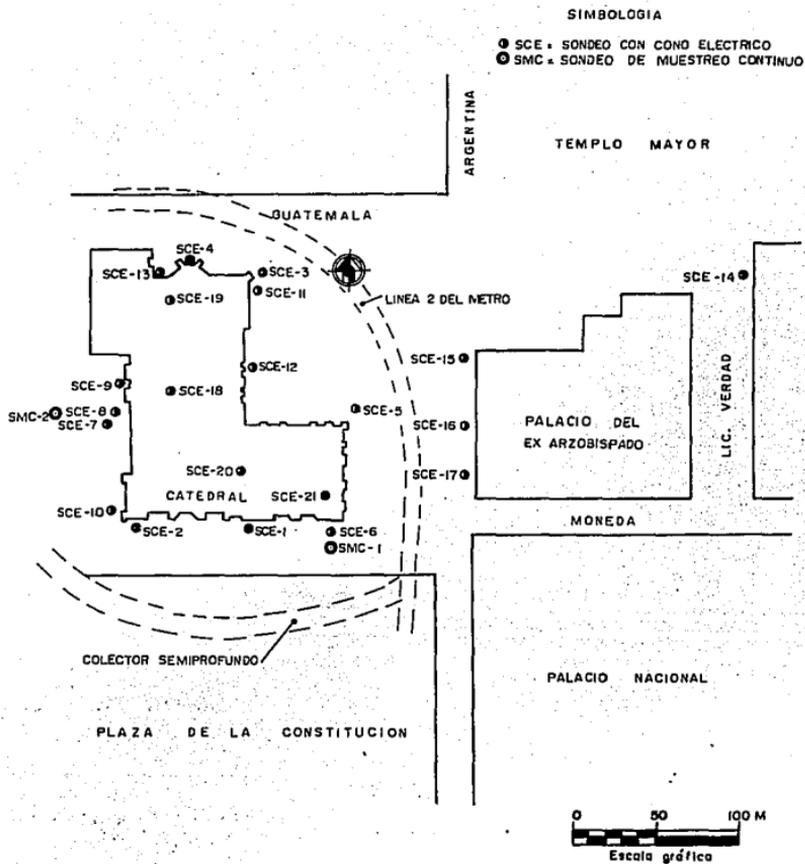


FIG. 2.17 UBICACION DE LOS SONDEOS CON CONO ELECTRICO

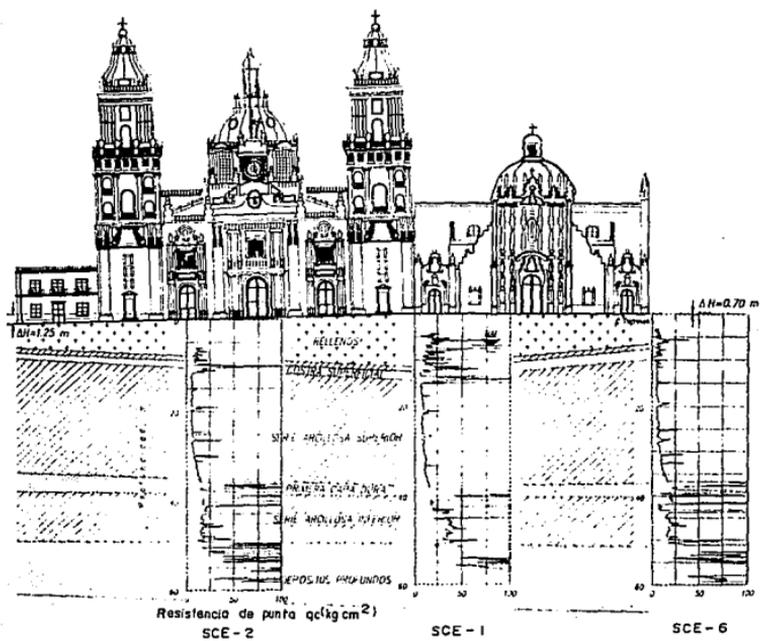


FIG.2.18 ESTRATIGRAFIA DEL SUBSUELO DE LOS TEMPLOS

2.4.2.-Piezometría del sitio.

Con base en la estratigrafía descrita en el punto anterior, se eligieron las profundidades de las lentes permeables a las que se instalaron las puntas piezométricas para conocer los niveles piezométricos, así como la posición del N.A.F.

La distribución de los piezómetros está definida en la figura 2.19. Las estaciones piezométricas definidas por EP-1 a la EP-7 se instalaron a unos cuantos metros de cada uno de los sondeos de cono eléctrico, definidos igualmente del 1 al 7; además se instalaron tubos de observación para detectar la ubicación del N.A.F., junto a los piezómetros con objeto de determinar la pérdida de presión de las lentes en las que se ubican los piezómetros, con respecto al N.A.F.

Con lo que respecta a los piezómetros y tubos de observación ubicados al oriente de la Catedral, se colocaron a la par con los sondeos SCE-14 a SCE-17. Los piezómetros abiertos se instalaron en el estrato marcador, mencionado en la estratigrafía del sitio.

Los tubos de observación se colocaron a 12 m de profundidad en todas las perforaciones. Las profundidades de instalación de los piezómetros se indican en la siguiente tabla:

ESTACION PIEZOMETRICA	CELDA (M)
EP-1	18.0
	21.2
	23.0
	26.7
	30.0
	35.0
	38.0
	44.0
	46.0
	50.5
53.0	
EP-2	15.2
EP-3	17.0

EP-4	20.5
EP-5	18.8
EP-6	19.2
EP-7	18.7
EP-14	14.20
EP-15	18.30
EP-16	18.23
EP-17	17.85

Los piezómetros abiertos que se utilizaron para medir las presiones de poro se ilustran en la figura 2.20; dicho detalle se obtuvo de la publicación de SEDUE.

El procedimiento de instalación consiste en hacer penetrar primeramente el tubo galvanizado de 3/4 de pulgada de diámetro y la punta de acero sellada con silicón al tubo perforado de cobre; en esta posición inicial, el nivel de agua dentro del tubo se encontrará por debajo del N.A.F. Posteriormente se coloca el fieltro en el espacio existente entre el tubo de cobre y el galvanizado, evitando que éstos estén en contacto, para después introducir la barra de acero de 5/8 de pulgada de diámetro, al hacer penetrar los tramos de esta última el tubo perforado, el fieltro y la punta se deslizarán hacia abajo y el nivel de agua deberá coincidir con el N.A.F. Finalmente se extrae la barra de acero y el piezómetro quedará colocado como se indica en la figura 2.20.

Los resultados obtenidos tanto de los niveles piezométricos, como del N.A.F son los siguientes:

A).-NIVEL FREATICO. Las perforaciones que se dejaron para la instalación de futuros pilotes en la etapa de recimentación de 1975 sirvieron para observar el N.A.F. y realizar la configuración de éste que se representó mediante curvas de nivel, con cotas referidas al banco de nivel profundo instalado en el patio de la Emperatriz en el Palacio Nacional, con ubicación ilustrada en la figura 2.21. Las curvas de nivel que representan al N.A.F. han cambiado con el paso del tiempo, debido al abatimiento de éste, ya que debemos recordar que en 1953 su posición era de 2.80 m, en 1972 de 4.3 m y en 1977 se recuperó a 2.30 m, pero a partir de 1983 ha tenido un descenso brusco, alcanzando en 1989 los 7.2 m; además se sabe que el colector semiprofundo funciona como dren, pues según la figura, las curvas se abatan al llegar a éste.

En 1933, el Arq. Antonio de Muñoz hizo un interesante estudio sobre el flujo de agua con trazadores. Introdujo el trazador en una perforación que hizo al lado poniente de la Catedral, junto a la torre, y observó que en pozos perforados del lado oriente el agua se teñía; así mismo, el arquitecto argumentaba que en el lado poniente, hacia el Monte de Piedad, había un manantial de agua potable.

B).-NIVELES PIEZOMETRICOS. Los niveles piezométricos observados en las estaciones correspondientes muestran la variación de éstos con el tiempo. En el caso particular de la estación EP-1, en la que se exploró a mayor profundidad, los valores obtenidos entre 0 y 20 m poseen cierta tendencia hacia la hidrostática, pero a partir de los 26.70 m esta tendencia cambia al registrarse una pérdida de presión.

Si comparamos las mediciones realizadas en 1977 (mencionadas en el punto 2.4), con las presentes (efectuadas por TGC Geotécnia S.A. en 1989) se advierte que hay mayor pérdida de presión en el extremo norte que en el sur.

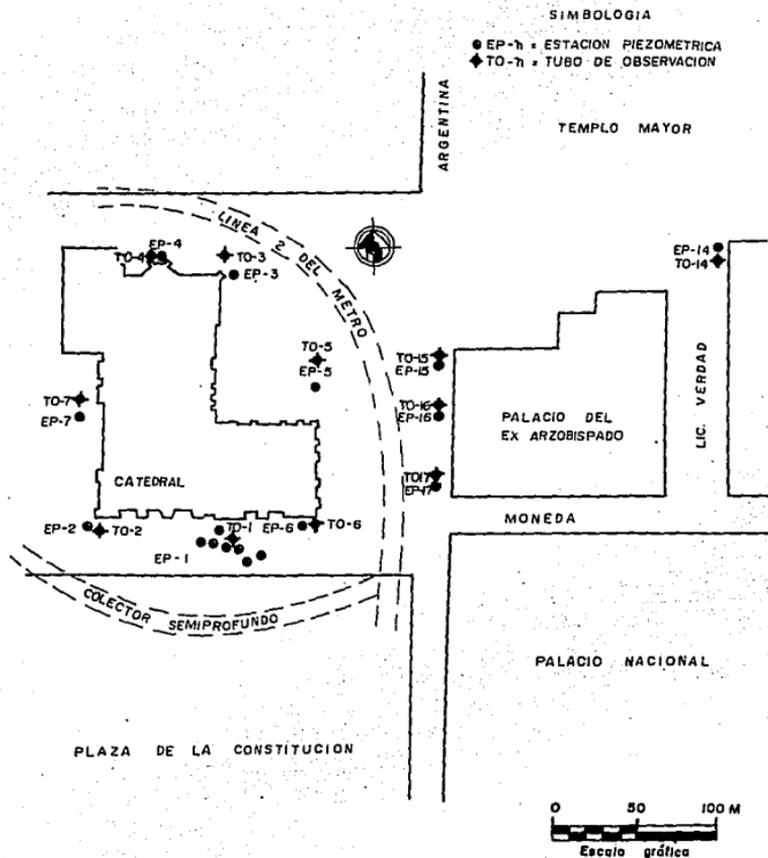


FIG. 2.19 DISTRIBUCION DE PIEZOMETROS Y TUBOS DE OBSERVACION

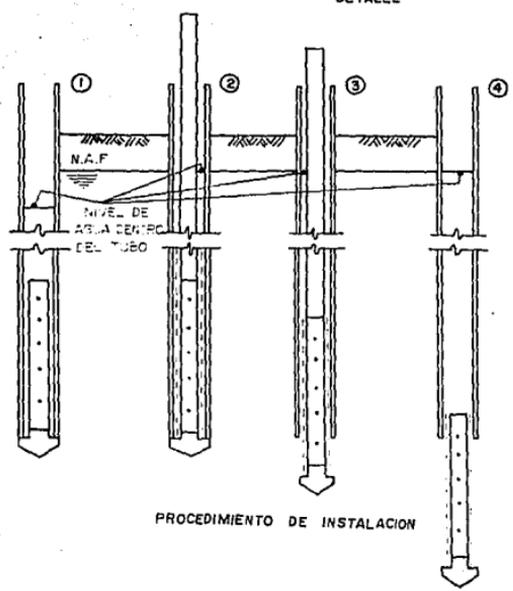
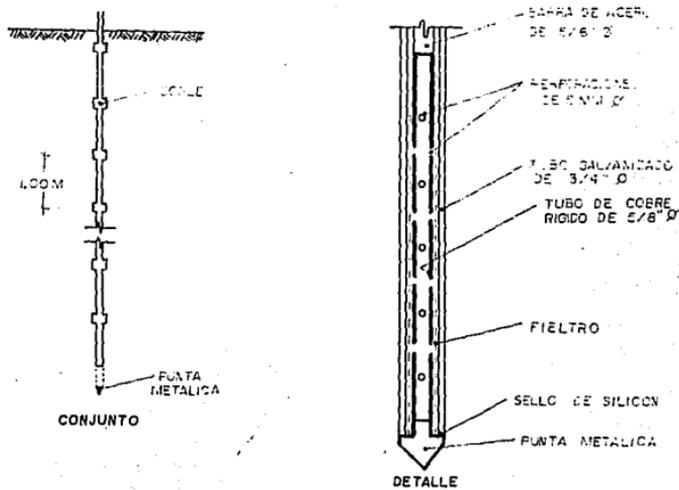


FIG. 2.20 PIEZOMETROS

NOTAS



COTA 7 = ELEVACION 2 227.00 MSNMM

ACOTACIONES EN METROS

BNP = BANCO DE NIVEL PROFUNDO

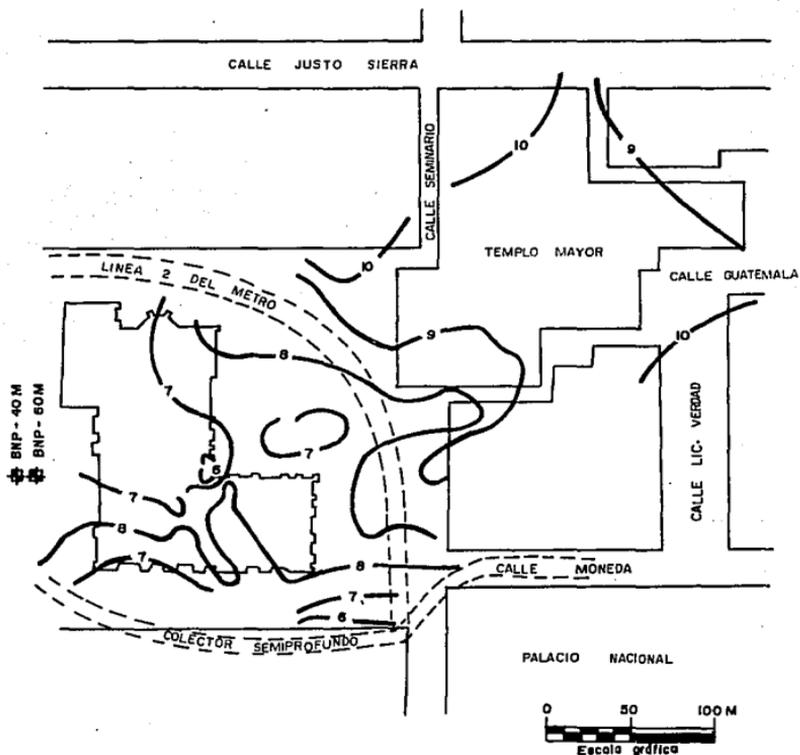


FIG. 2. 21 CURVAS DEL NIVEL DE AGUAS FREATICAS

2.4.3.-Muestreo en el sitio.

Para definir las propiedades índice y mecánicas del suelo que integra el perfil estratigráfico visto anteriormente, se realizaron dos sondeos con muestreo continuo (SMC) a 60 y 75 m de profundidad. Las muestras obtenidas se ensayaron en laboratorio y los resultados han constituido un perfecto apoyo para la interpretación del comportamiento anterior y futuro del subsuelo del sitio.

Los sondeos con cono eléctrico analizados en el punto 2.4.1 permitieron definir en el subsuelo de los templos, zonas de suelos blandos y zonas de suelos duros, que se originaron por la historia de cargas, esto llevó a la necesidad de ejecutar dos sondeos de muestreo inalterado que tipifican las propiedades mecánicas de los suelos existentes en estas zonas. De esta forma el sondeo denominado SMC-1 de 75 m de profundidad, con ubicación definida en la figura 2.17, sería representativo de las zonas blandas y el SMC-2 de 60 m de profundidad, es representativo de las zonas duras.

Obtener muestras inalteradas de las complejas series arcillosas blandas, intercaladas con numerosos lentes duros y de la capa intercalada con lentes blandos, como lo evidencian los sondeos con cono eléctrico, obligó a usar muestreadores adecuados a la dureza del suelo, esto es, para los suelos blandos se utilizó un tubo de pared delgada con camisa, desarrollado por TGC y para los suelos duros se utilizó un tubo dentado simple. Así mismo, para la capa dura fue construido un tubo de tipo dentado con camisa interior.

El tubo de pared delgada con camisa, desarrollado por TGC Geotécnia S.A., es un muestreador constituido por un tubo de acero de 12 cm de diámetro que lleva en su interior otro de aluminio anodizado, cortado en segmentos; la punta del muestreador está constituida por una filosa zapata de acero templado (figura 2.22). El muestreador es hincado a presión para lograr un grado de alteración mínimo; así la muestra queda contenida en los tubos de aluminio. La cabeza del muestreador lleva una ligera válvula para facilitar la salida del lodo bentonítico de perforación durante el hincado.

Una vez contenida la muestra en los tubos de aluminio, es rescatada y protegida de inmediato con tapas de polietileno denso selladas con cinta adhesiva y transportada verticalmente en cajas (segmentos de 20 cm) al laboratorio, para realizar las pruebas necesarias.

Para el caso del tubo dentado simple no se requiere el empleo de agua o lodo de perforación, ya que el muestreador penetra a rotación y presión. En la Catedral se utilizaron tubos de 8 dientes de 8 mm de altura y de 16 dientes de 5mm de altura (figura 2.22).

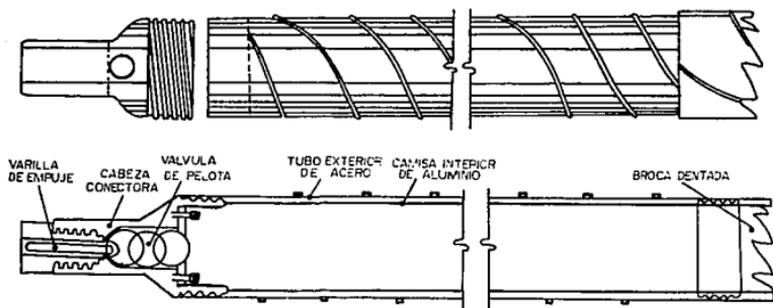
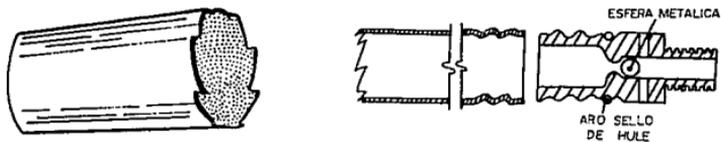
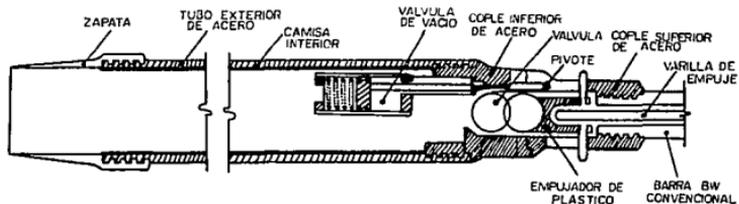
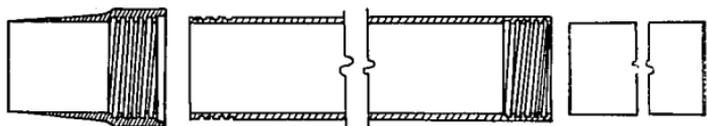


FIG. 2.22 (C) MUESTREADOR DENTADO CON CAMISA INTERIOR .

El tubo dentado con camisa se construyó para la recuperación de muestras inalteradas de la capa dura. Anteriormente al uso de éste, se hicieron pruebas con otros muestreadores, incluyendo al dentado simple, pero no se obtuvieron buenos resultados.

El muestreador dentado con camisa interior debe operar en seco, pues si se usa agua o bien lodo bentonítico se alterarían los materiales arenosos de bajo contenido de agua, típico de la capa dura. Este muestreador tiene en el techo exterior de acero una helicoides que se encarga de rezagar el material cortado por la broca, para evitar que la temperatura se incremente y reducir la presión de hincado. También posee una camisa de aluminio anodizado de 10 cm de diámetro para contener las muestras y reducir los problemas de extracción de éstas (figura 2.22); además su zapata es dentada, con revestimiento granulado de tugsteno. La válvula es una simple esfera de hule, de menor densidad que el agua, que sella con ayuda de una barra de acero introducida desde la superficie a través de las barras, lo cual se hace al finalizar una toma de muestra.

Las muestras de tubos dentados se protegen en sus extremos y se transportan horizontalmente al laboratorio, donde son cortadas en segmentos de 20 cm.

Finalmente, las muestras obtenidas fueron clasificadas visualmente y con pruebas manuales de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), para definir detalladamente la estratigrafía del sitio.

En cada una de las muestras de suelo se determinó su contenido de agua, por medio de secado en horno. Estos resultados junto con los de los sondeos de cono y la clasificación de los suelos, permitieron definir exactamente las fronteras entre los distintos substratos arcillosos.

Además se realizaron otros ensayos como: límites de consistencia al corte no drenada, ensayos triaxiales a suelos finos, resistencia al corte drenada, consolidación, etc.

El resultado final del muestreo, fue la descripción de la secuencia estratigráfica general de la zona considerando el espesor promedio correspondiente a los sondeos, esto es :

ESTRATO	PROFUNDIDAD MEDIA (M)	CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL
Relleno artificial	0.0 a 8.0	Constituido por material heterogéneo: pisos que sobreyacen al pedraplén de mampostería y más abajo por rellenos de tierra suelta.
Costra natural	7.5 a 11.5	Formada por limo-arcilloso de color café, preconsolidado por secado solar, con lentes delgados de arena fina pumítica.

Serie arcillosa superior	11.1 a 36.1	<p>Secuencias de arcillas de la zona del lago, formada por siete substratos de arcilla, separados por lentes duros; el espesor de los substratos arcillosos oscila de 1.0 a 5.4 m y el espesor de los lentes duros varía entre 0.2 y 0.8 m. Con base en las pruebas se sabe que los substratos 1 y 2 muestran preconsolidación inducida por las cargas superficiales, los substratos 3,4 y 5 tienden a ser normalmente consolidados y los substratos 6 y 7 poseen cierta preconsolidación inducida por el bombeo profundo.</p> <p>Los marcadores o lentes duros están formados, tres de ellos por cenizas volcánicas y los otros tres por materiales arenosos que forman costras de secado solar, la más importante denominada "marcador 2", está formada por una arena fina aluvial con fragmentos de concha, su espesor es de 0.8 m.</p>
Capa dura	36.1 a 39.6	<p>Está formada por una secuencia de lentes duros y blandos, los primeros formados por arenas finas limosas y los segundos por limos arcillosos. Esta capa presenta variaciones en su resistencia en sentido vertical y horizontal, aún en distancias cortas.</p>
Serie arcillosa inferior	36.9 a 48.8	<p>Está formada por substratos arcillosos separados por lentes duros. Son identificados dos substratos de arcilla, definidos como 8 y 9, separados por el lente duro llamado "marcador 7" de 0.6 m de espesor, constituido por vidrio volcánico; en el substrato 8 de arcilla también existe una capa de vidrio volcánico intermedio, de menor espesor que la antes mencionada.</p>

Depósitos aluviales profundos	48.8 a 63.2	Constituidos por arenas finas limosas con fragmentos de conchillas en su parte inferior. Estos depósitos son también de origen aluvial y las partículas que los forman son suelos transportados de las zonas altas que rodean a los antiguos valles similares a los existentes en la conocida zona de Lomas.
Serie arcillosa profunda	63.2 a 75.0	Formada por arcillas limosas con lentes duros intercalados tanto de origen volcánico como de origen aluvial. Esta secuencia de substratos es llamada "Estrato de arcilla 10".

2.5.-Análisis y medición de asentamientos.

Los asentamientos ocurridos desde la construcción de la antigua Catedral hasta la actual se han estimado con base en la definición de los espesores y compresibilidad de los suelos del sitio.

El cálculo se realizó mediante la determinación de la variación de la presión efectiva inicial para cada uno de los estratos compresibles, adicionándole el valor correspondiente a la distribución con la profundidad de las presiones que actúan en la superficie del terreno.

Primeramente se evaluaron los asentamientos ocurridos, de acuerdo a :

- A).-La determinación del espesor de los estratos compresibles.
- B).-Los esfuerzos producidos en cada estrato por causa de las sobrecargas inducidas por las distintas condiciones de carga.
- C).-La determinación del coeficiente de compresibilidad volumétrica (m_v) que corresponde al incremento de presión a la profundidad.

Como antecedente debe mencionarse el origen de los asentamientos en la zona que actualmente ocupan los templos, para lo cual se ilustra la siguiente tabla de eventos cronológicos:

ESTRUCTURA	FECHA DE CONSTRUCCIÓN	FECHA DE DEMOLICIÓN
Relleno artificial	1473	
Monumentos prehispánicos	1487	
Catedral antigua	1524 - 1532	1626
Cimentación de la Catedral	1536 - 1563	
Muros y bóvedas	1563 - 1813	
Sagrario, capilla y curia	1725 - 1768	
Seminario	1795 - 1800	1933

Los asentamientos ocurridos se dividen en periodos, y éstos a su vez en etapas, de la siguiente forma:

PERIODO AZTECA

ETAPA No. 1.-Estos asentamientos se produjeron antes de la conquista.

A la llegada de los Aztecas, la "Isla de los perros" era una sobreelevación sobre el nivel del lago (figura 2.23). Los Aztecas la fueron sobrelevando y extendiendo hasta construir el antiguo centro ceremonial; esta sobre elevación continuó a medida que el terreno se iba hundiendo, llegando a una altura de 7 metros por debajo del nivel del lago y de 1 metro por arriba del mismo. El suelo que constituyó la sobreelevación artificial de la isla tenía un peso volumétrico de 1.6 ton/m^3 lo que significaba una presión de 6 ton/m^2 actuando sobre la superficie original de terreno.

ETAPA No. 2.-Está constituida por la construcción de los edificios prehispánicos, esto es, el terreno ganado al lago fue utilizado para la construcción de pirámides, templos, etc. Se consideró un peso volumétrico de 1.6 ton/m^3 en el material utilizado para estas estructuras.

PERIODO COLONIAL

ETAPA No.3.-Consumada la conquista, los españoles derrumbaron las estructuras Aztecas y utilizaron el material para sus nuevas construcciones. La estructura más importante construida en esa etapa fue la Catedral antigua, ubicada la sureste de la actual. Se consideró una presión de 8.5 ton/m^2 para la Catedral y de 9.2 ton/m^2 para el campanario.

ETAPA No.4.-Para esta etapa de cargas se consideraron los materiales utilizados para la construcción de la cimentación de la Catedral metropolitana, éstos son: madera de encino húmeda para los estacaones, hormigón para el firme, mampostería para el pedraplén y contratraves, así como suelo para relleno, con pesos volumétricos de 1, 1.80, 1.80 y 1.80 ton/m^3 , respectivamente. Así el peso total de los estacaones, firme, pedraplén, contratraves y relleno del suelo fue de 62,160 ton; si se considera distribuido sobre un área de $65 \times 120 \text{ m}$, el esfuerzo transmitido es de 8 ton/m^2 , considerando además para el área de las torres 9 ton/m^2 . Se utilizó un área menor de pedraplén debido a la falta de refuerzo en la mampostería para soportar la flexión que se produciría en el área del pedraplén perimetral.

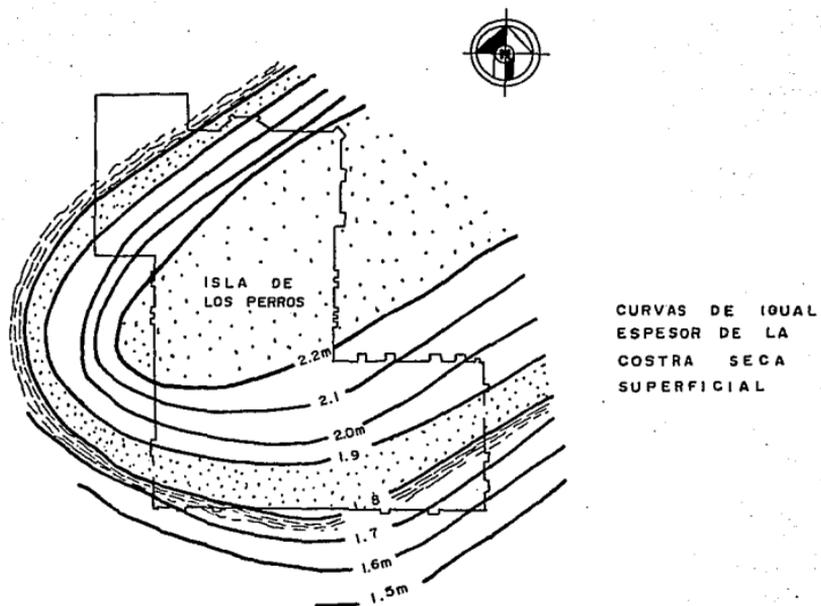


FIG. 2.23 UBICACION DE LOS TEMPLOS EN LA ISLA

ETAPA No.5.- En esta etapa se construyeron los muros y bóvedas de la Catedral, para los cuales se determinó una presión de 7 ton/m² y de 10 ton/m² para las torres.

ETAPA No.6.- Esta etapa se inicia con la construcción del Sagrario, la capilla de las ánimas y la excuria (ahora museo). Las presiones transmitidas al suelo se consideraron de 10, 7 y 4 ton/m², respectivamente.

ETAPA No.7.- Es construido el seminario en la zona noreste de la Catedral, considerando una presión de 7 ton/m². Esta estructura se demolió en 1933, pero su efecto se tomó en cuenta para el cálculo de los hundimientos.

Los esfuerzos producidos en el subsuelo durante el transcurso de estas etapas fueron considerados en forma acumulativa para realizar el cálculo de los hundimientos.

La evolución de los asentamientos ocurridos se ilustra en la figura 2.24.

Los asentamientos se presentaron aún en las construcciones Aztecas, ya que este fenómeno originó el conocimiento empírico para construir la cimentación de la Catedral, empleando estacaones de madera, el pedraplén de mampostería y las contratraves.

Los hundimientos regionales medidos por la Comisión de Aguas del Valle de México en la Tangente Inferior del Calendario Azteca (TICA), representados en la figura 2.14 pueden aclararse de la siguiente manera:

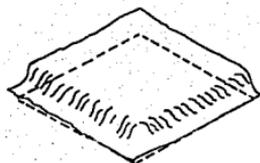
DE 1955 A 1975. En estos veinte años se incluyen los primeros efectos de las construcciones del colector semiprofundo y del cajón del metro, se sabe que el asentamiento diferencial es:

$$\Delta HD = 0.16 \Delta HR$$

donde.- ΔHD asentamiento diferencial
 ΔHR asentamiento regional

DE 1976 A 1990. En este lapso, el hundimiento de la torre poniente es nulo (figura 2.14) pero se advierte que durante la segunda recimentación se registró un hundimiento de 20 cm en esa zona, lo que conlleva a pensar que la influencia de los pilotes de control para reducir los hundimientos, fue cuestionable desde el inicio.

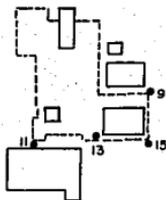
Si analizamos las velocidades de hundimientos diferenciales podemos entender la evolución del fenómeno (figura 2.25). Las nivelaciones en que nos basamos fueron realizadas y recopiladas por: la Secretaría del Patrimonio Nacional (SPN) en 1907 y 1934, la empresa



1. RELLEÑO ARTIFICIAL



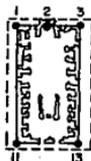
2. MONUMENTOS PREHISPANICOS



3. CATEDRAL ANTIGUA



4. CIMENTACION DE LA CATEDRAL



5. MUROS Y BOVEDAS



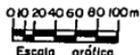
6. SAGRARIO, CAPILLA Y CURIA



7. SEMINARIO



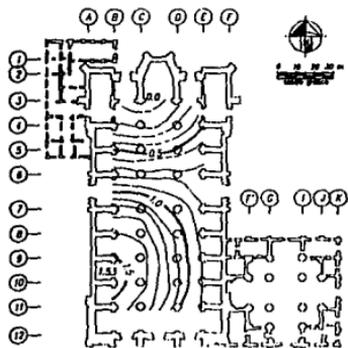
8. CONDICION ACTUAL



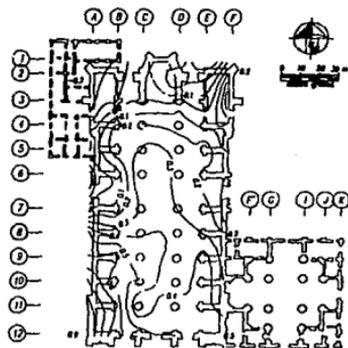
EVOLUCION DE LOS ASENTAMIENTOS

Punto No.	ETAPAS DE CARGAS								Suma por periodo	TOTAL (m)
	1	2	3	4	5	6	7			
1	569	57	645	—	332	222	62	—	616	12.6
2	569	329	917	—	171	110	—	—	287	12.0
3	569	49	636	—	334	223	—	66	643	12.9
4	569	46	634	—	451	242	—	—	693	13.8
5	569	3	591	—	101	64	—	—	165	7.6
6	569	6	594	—	333	187	—	—	520	11.1
7	569	23	614	—	433	124	—	—	702	13.1
8	569	127	715	—	320	181	116	—	617	13.3
9	569	25	713	—	9	8	210	—	227	9.4
10	569	469	1047	—	34	27	415	—	476	13.2
11	569	3	591	131	86	67	—	—	289	8.6
12	569	15	603	124	181	119	9	—	433	10.4
13	569	100	689	25	308	249	77	—	629	13.5
14	569	201	789	—	23	18	324	—	365	11.5
15	569	115	703	—	6	5	211	—	222	9.3

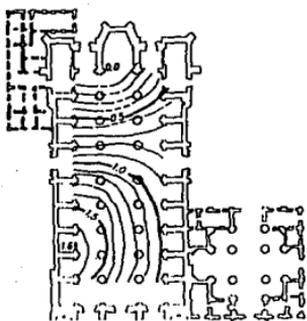
FIG. 2.24



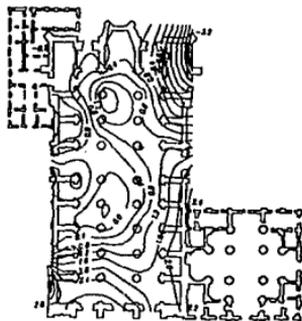
ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EN
OCTUBRE 1907 (SPN)



CURVAS DE VELOCIDAD (CM/AÑO)
OCT 1907 - SEP 1927



ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EN
SEPTIEMBRE 1927 (SPN)



CURVAS DE VELOCIDAD (CM/AÑO)
SEP 1927 - JUN 1934

FIG. 2. 25. a) CURVAS DE ASENTAMIENTOS Y VELOCIDADES

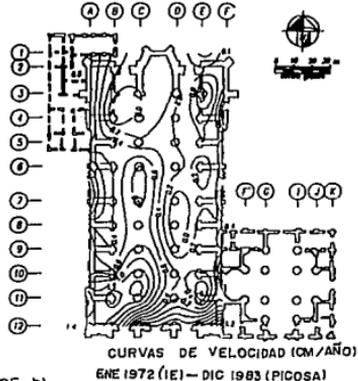
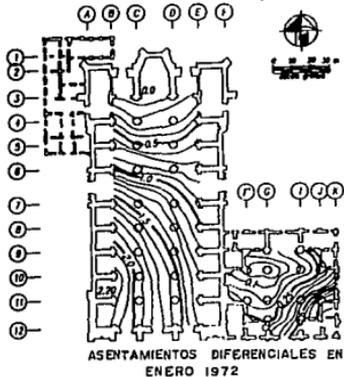
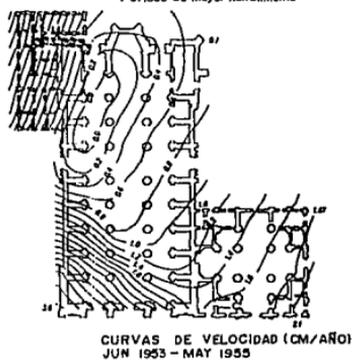
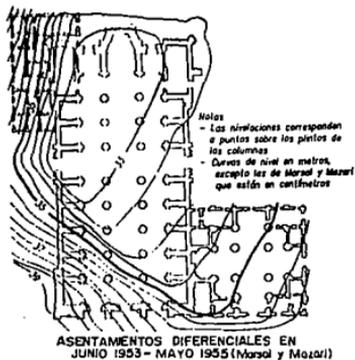
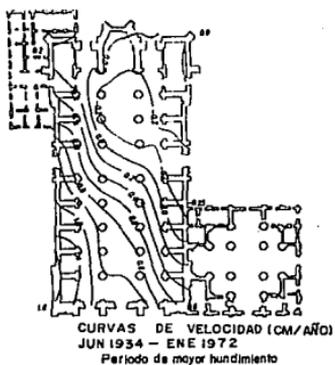
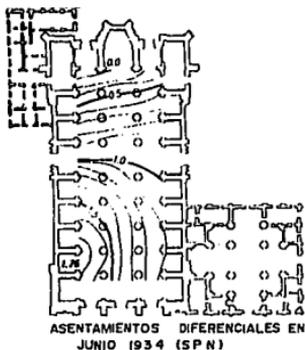
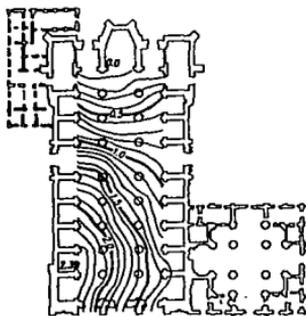
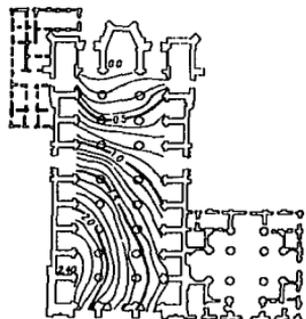


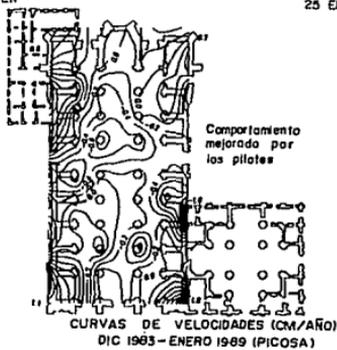
FIG. 2.25. d)



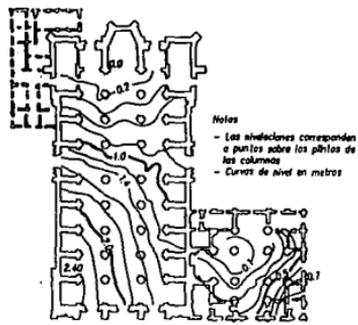
ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EN
14 DICIEMBRE 1983 (PICOSA)



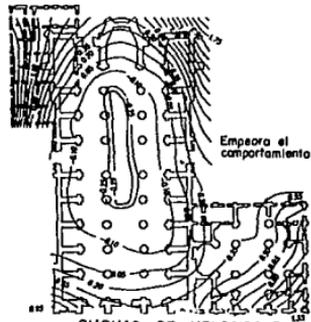
ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES
25 ENERO 1989



CURVAS DE VELOCIDADES (CM/AÑO)
DIC 1983 - ENERO 1989 (PICOSA)



ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES
DICIEMBRE 1989



CURVAS DE VELOCIDADES
JUL 1989 - AGO 1991 (HIPLAC)

FIG. 2. 25.c)

Ingeniería Experimental S.A. (IESA) en 1972, la empresa PICOSA en 1983 y 1989 y finalmente HIPLAC en 1989 y 1991.

Como puede observarse en la figura 2.25 se tomó como referencia a la pilastra poniente del ábside, correspondiéndole la intersección de los ejes C3, que tiene un asentamiento nulo, ya que es el punto que parece tener el menor hundimiento.

Las nivelaciones en el interior del templo se realizaron con los puntos asociados a los ejes de las estructuras. Puede observarse en la figura que los hundimientos son menores en el centro que en la periferia, que en la parte norte los muros tienden a abrirse y además que la parte sur se desploma hacia el surponiente.

Para definir confiablemente el comportamiento actual se inició el 14 de julio de 1989 una secuencia mensual de nivelaciones de precisión, apoyándose en los bancos profundos; mediante ésta se valora la evolución de los asentamientos diferenciales que actualmente ocurren.

Si analizamos la figura 2.26, referente a los hundimientos diferenciales anualizados obtenida de la secuencia antes mencionada, obtendremos información con mayor grado de certeza. Si esta figura la comparamos con la correspondiente de la figura 2.25, se advierten errores de medición de ésta última, debidos a la falta de bancos adecuados.

El proceso histórico de deformaciones dio pie para modificar las cargas que se aplican a los cabezales de los pilotes (figura 2.10). El criterio se cambió al mostrado en la figura 2.27, logrando una congruencia entre las deformaciones y la operación de los pilotes.

El desarrollo de los asentamientos diferenciales se relaciona con las diferencias de compresibilidad de las arcillas lacustres que integran el suelo sobre el cual se cimientan la Catedral y el Sagrario. Y la compresibilidad se relaciona a su vez con la historia de cargas a las que han sido sometidas estas arcillas desde la época Azteca.

Así por ejemplo, en el área del ábside y según se indica en la figura 1.6, se ubica el templo "sala de armas" que era el más pesado de los monumentos del sitio, en tanto que, junto a la torre poniente se encuentra el "templo del sol", que era menos pesado que la sala de armas, por lo que, hoy se identifica en este punto una compresibilidad mayor que en la del ábside. Otra condición que vale la pena mencionar es que las cargas transmitidas al suelo en el área de las torres son mayores que las transmitidas en la zona del ábside.

Se ha observado que desde el inicio de la construcción de la Catedral hasta el final del siglo pasado se produjo aproximadamente el 60% del asentamiento diferencial máximo actual. La mayor parte de ese asentamiento fue provocado por la consolidación diferencial de las arcillas bajo el peso propio de la estructura, debido a la menor compresibilidad del suelo en los sitios donde se encontraban los monumentos precortesianos.

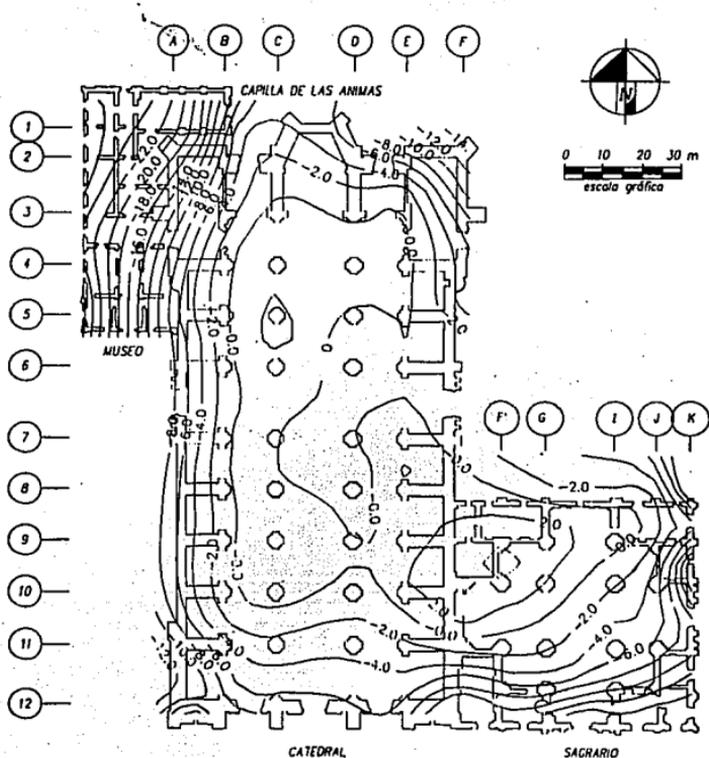


FIG. 2.26 CURVAS DE HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES

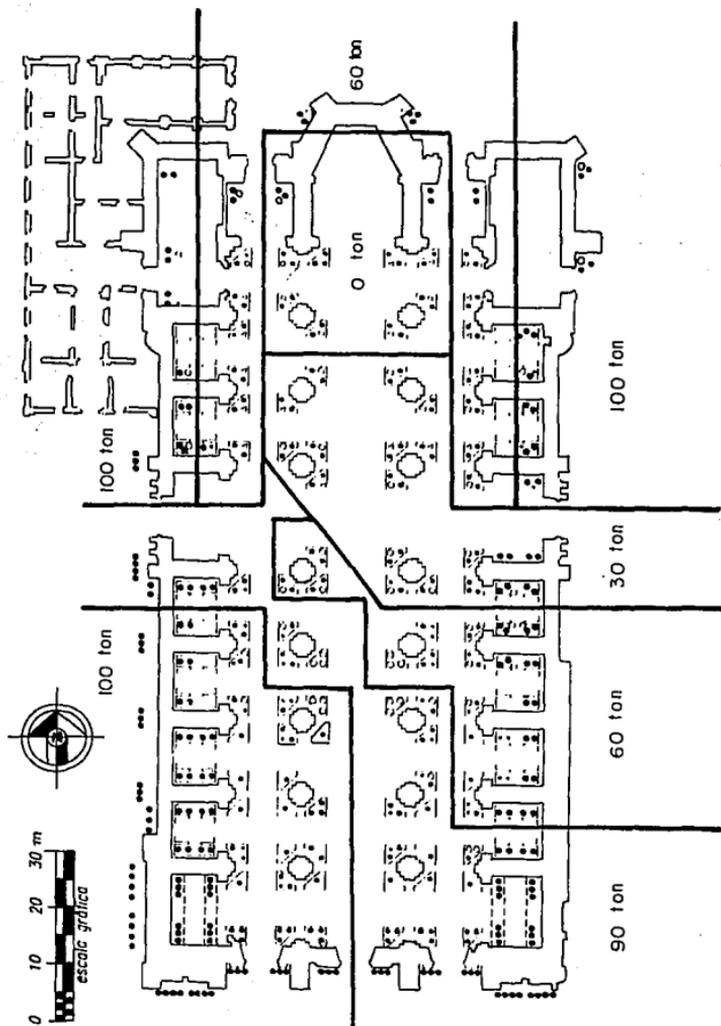


FIG. 2.27 DISTRIBUCION DE CARGAS

Por otra parte, el hundimiento regional de la superficie de la ciudad es producido por la extracción de agua subterránea, desde los estratos permeables profundos que subyacen a los depósitos lacustres de arcilla blanda. Según nivelaciones de la Tangente Inferior del Calendario Azteca se produjo una velocidad media de 3.5 cm por año hasta 1937. Pero la extracción de agua se intensificó elevando la velocidad de hundimiento a 40 cm por año durante el periodo comprendido de 1948 a 1953.

En este último año (1953) se redujo el número de pozos en operación, con lo cual se desaceleró el hundimiento regional a 2.2 cm/año hasta antes de 1978, para volverse a acelerar a 10.6 cm/año después de esta fecha en que se incrementó el número de pozos. Así pues, el hundimiento total acumulado en 90 años es de 7.05 m (ver figura 2.14).

Es sabido que la velocidad de hundimiento superficial regional varía considerablemente de un punto a otro, aún en una pequeña área, esto depende de la historia de cargas de preconsolidación en cada lugar.

De esta forma, los sitios que fueron sometidos a cargas importantes en periodos prolongados, se consideran "puntos duros", tal es el caso del sitio donde se ubican el templo mayor Azteca y los monumentos del área ceremonial de Tlatelolco. Estos puntos parecen emerger respecto a los que los circundan, ya que se hace evidente la aparición de montículos donde a principios de este siglo eran zonas planas, lo que demuestra la relación que existe entre el hundimiento regional diferencial y las diferencias de compresibilidad producidas por la desigualdad de cargas de preconsolidación superficiales.

Este mismo fenómeno se ha producido hasta nuestros días en las arcillas diferencialmente preconsolidadas que se encuentran bajo la cimentación de la Catedral y el Sagrario, contribuyendo a incrementar los asentamientos diferenciales anteriores generados bajo el peso propio de las estructuras.

Para evaluar los asentamientos futuros, debemos partir de la causa fundamental del hundimiento regional en el valle de México, que es el abatimiento de la presión en el agua de los estratos profundos del subsuelo, como fue establecido durante la década de 1940 por los investigadores Nabor Carrillo, Leonardo Zeevaert, Raúl Marsal y otros. El trabajo de estos investigadores contribuyó a la reducción del volumen de extracción de agua durante la década de 1950; volumen que no se ha mantenido estable debido a la demanda del líquido vital por parte de la población que ha crecido desmedidamente en el área metropolitana. A partir de 1978 debía aumentarse el caudal de agua potable, por lo que se perforaron nuevos pozos en los basaltos de la sierra del Chichinautzin, ubicada al sur del valle. Esta medida considerada de emergencia, causó efectos perjudiciales que se reflejaron en la Catedral, con un incremento de la velocidad del hundimiento regional de 1982 a 1986 con valor de 10.4 cm/año.

Lo anterior nos aclara en cierta medida el por qué de la importancia de la explotación del agua de los mantos, pues si consideramos las grandes inversiones requeridas para desarrollar

fuentes de abastecimiento de agua potable , nos percataremos de la poca probabilidad que existe de sustituir el caudal actual de agua subterránea por agua proveniente de otras fuentes.

Así sabemos, que el hundimiento regional persistirá; por ello habrá que evaluar la influencia que el fenómeno ejercerá en el comportamiento de la cimentación de los templos. Esta evaluación se hizo estimando la magnitud de los asentamientos futuros de tres de sus puntos, siendo éstos: la torre poniente, zona de mayor hundimiento, la torre oriente, zona de mayor carga y el ábside, zona de menor hundimiento, correspondiéndoles los sondeos de cono eléctrico SCE-2 SCE-1 y SCE-4, respectivamente. (figura 2.17).

La magnitud de los asentamientos futuros se estimó con base en:

1).- La variación del módulo de compresibilidad volumétrica del suelo con la profundidad (mv) de cada estrato significativo, obtenido de la relación existente entre la resistencia de la penetración de la punta del cono (qc) y la compresibilidad de la arcilla medida en especímenes de laboratorio inalterados de muestreo continuo SMC-1 y SMC-2.

2).- La variación futura probable de los esfuerzos efectivos en las capas que forman la serie arcillosa superior (SAS), estimados de acuerdo al diagrama actual de presiones en el agua de los poros del suelo medidos en la estación piezométrica EP-1. Este diagrama puede evolucionar hacia dos posibles estados; el primero "sin recarga", esto es, sin abatimientos ni recuperación de la presión piezométrica a profundidades abajo de la capa dura, representada en la figura 2.28 por la línea CD, por lo anterior el nivel freático descenderá lentamente hasta 25 m bajo la superficie actual; el segundo estado sería "con recarga", mediante la instalación de tanques de tormenta que capten el agua de lluvia, con la cual se recargará el N.A.F., usando pozos de infiltración perforados en la costra superficial, llegando a profundidades de 15 a 20 m, formando así un manto colgado, representado en el diagrama por el triángulo ABC.

De esta forma, los asentamientos de la superficie, tomando en cuenta las dos premisas anteriores, se determinaron mediante la fórmula:

$$\rho = \sum_{i=1}^n m_{vi} u_i h_i$$

donde.-

ρ = asentamiento de la superficie del terreno.

m_{vi} = módulo de compresibilidad volumétrica del estrato número i.

u_i = disminución futura de la presión de poro del centro del estrato número i

h_i = espesor del estrato número i.

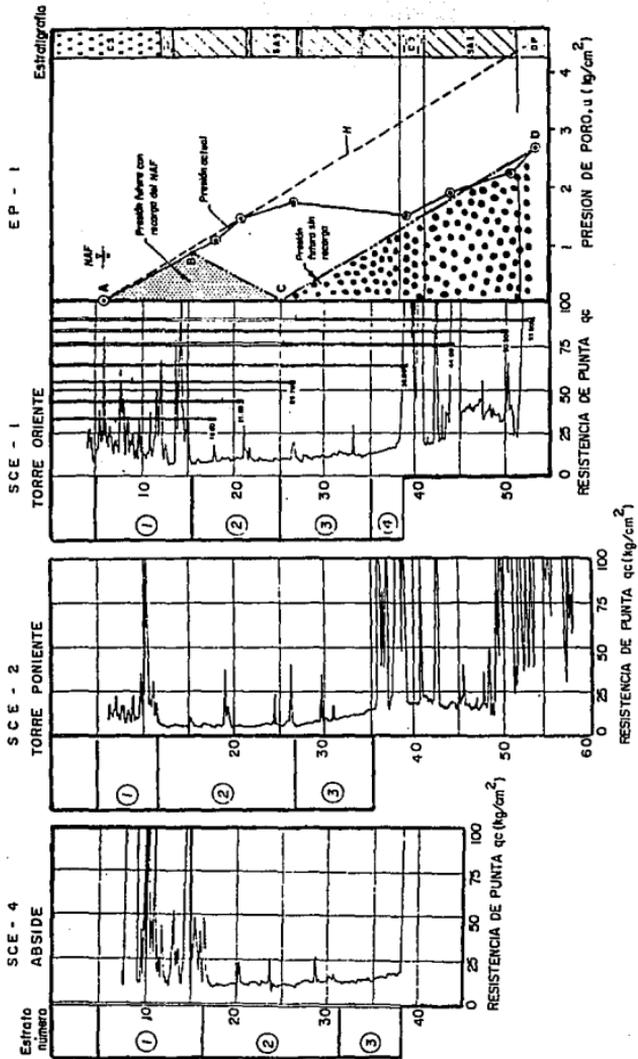


FIG. 2.28 DISTRIBUCIONES PIEZOMETRICAS CONSIDERANDO 8
RECARGA DEL N.A.F., O SIN RECARGA

Obteniendo los siguientes resultados:

Asentamientos futuros con recarga

TOTALES, EN M	DIFERENCIALES, EN M
Abside 1.96	Abside-torre oriente 0.45
Torre oriente 2.41	Abside-torre poniente 1.83
Torre poniente 3.79	Torres oriente-poniente 1.38

Asentamientos futuros sin recarga

TOTALES, EN M	DIFERENCIALES, EN M
Abside 2.28	Abside torre oriente 0.89
Torre oriente 3.17	Abside-torre poniente 2.40
Torre poniente 4.68	Torres oriente-poniente 1.51

Si analizamos los valores obtenidos en ambas tablas, podemos concluir que los asentamientos futuros serán menores si se realiza la recarga.

CAPITULO TERCERO

OPCIONES DE RENIVELACION DE LA CATEDRAL Y EL SAGRARIO COMO MEDIDA DE PROTECCION DE LOS HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES.

3.1.-Aspectos sobresalientes de los templos para definir las opciones de corrección.

Los asentamientos tanto diferenciales como regionales han provocado en la Catedral y el Sagrario metropolitanos consecuencias estructurales como la formación de grietas y el desplome de columnas. Las distorsiones de las bóvedas y los arcos se han reparado periódicamente desde el pasado, esto es, por ejemplo se han inyectado grietas para consolidar las bóvedas, pero en el caso de los elementos de apoyo como son pilastras, columnas y muros, que presentan desplomes de gran magnitud, las reparaciones no suelen ser tan sencillas.

Como se mencionó en el capítulo anterior la zona que presenta el mayor hundimiento corresponde a la torre poniente de la Catedral, ya que el asentamiento acumulado desde su construcción a la fecha registra un desnivel de 2.42 m, respecto a la zona del ábside y de 1.40 respecto a la torre oriente. Así mismo, el Sagrario muestra un desnivel de 0.70 m entre su esquina sureste (zona de mayor asentamiento, según figura 2.26), y la torre oriente de Catedral.

En lo que respecta al desplome de las columnas, pilastras y muros se registran valores del 3% o mayores provocados por la pendiente de asentamiento acumulado que alcanza un valor de 2.5%; los cambios bruscos en las pendientes del piso generan grietas en la base de algunas columnas, como en el caso de las ubicadas en los ejes C-7, C-8, C-9 y C-10.

Por otra parte se realizó un análisis del funcionamiento del grupo de pilotes de control, instalados en la segunda recimentación; dicho análisis registró que, en condición límite de deformabilidad, pueden soportar sólo el 30% de la carga total de la estructura y el 70% restante es transmitido al terreno por medio de la cimentación conformada por contratraves reforzadas y la losa de concreto igualmente reforzada, pero desgraciadamente este sistema de cimentación es insuficiente para impedir los asentamientos diferenciales futuros.

Esta situación originó que en 1989 la empresa "Técnica Geomecánica de la Construcción" (TGC) propusiera algunas posibilidades de corrección al comportamiento de la cimentación, teniendo como objetivo uniformizar los hundimientos de la Catedral hasta donde sea posible para aumentar la seguridad de la estructura.

Las opciones fueron analizadas en detalle para concluir cuál sería la más adecuada tomando en cuenta aspectos como:

- + Economía.
- + Funcionalidad.
- + Procesos constructivos que no interfirieran con las funciones primordiales de los templos.

- + Disponibilidad de áreas libres para poder operar.
- + Interacción de la opción con las cimentaciones existentes.
- + Tiempo necesario para llevar la estructura a un plano.
- + Consecuencias estructurales inducidas.
- + Costos de operación y mantenimiento.

Las opciones estudiadas para proteger a los templos de los hundimientos diferenciales fueron:

A).-Adicionar aproximadamente 1500 pilotes de punta apoyados en la primera capa dura para detener el hundimiento de la cimentación y el enorme bloque de suelo en que se apoya, rigidizándolo. Estos pilotes deberán ser capaces de soportar por fricción negativa el peso total de la tierra circundante y de la estructura de la Catedral.

B).-Independizar a la estructura del suelo de apoyo, para detener el hundimiento de ésta, mediante un grupo de aproximadamente 240 pilas. Se tienen dos opciones de la forma de apoyo; la primera consiste en apoyarlas en la primera capa dura, y la segunda en los depósitos profundos. Las pilas quedarán conectadas a la cimentación mediante puentes de carga provistos de tornillos ajustables.

C).-Restituir la presión hidrostática del acuífero, perdida debido al abatimiento del nivel de aguas freáticas. Se tienen dos posibilidades de aplicación en esta opción; la primera consiste en la inyección de agua por medio de pozos, y la segunda es realizar la inyección de pozos y complementarla con una pantalla perimetral.

D).-Igualar las velocidades de hundimiento regional, acelerando el descenso de las "zonas duras" (más preconsolidadas), para procurar igualar su posición con la de las "zonas blandas" (menos consolidadas), mediante la extracción controlada de suelo de apoyo, por el procedimiento denominado subexcavación.

El adoptar cualquiera de estas soluciones implica un gran reto, ya que debemos recordar que desde el inicio de la construcción del templo se tuvieron problemas de hundimiento del lado suroeste, por lo que no se puede pretender llegar a la horizontal perfecta o a la vertical perfecta, sino más bien lograr que la estructura se encuentre dentro de los límites seguros.

3.2.- Protección de los templos mediante la instalación de pilotes.

Una de las opciones estudiadas para llevar a cabo la renivelación de la Catedral y el Sagrario metropolitanos fue la instalación de pilotes trabajando a fricción negativa apoyados en la capa dura.

Como es sabido, en el fuste de pilotes alojados en un estrato compresible en proceso de consolidación, se desarrollan esfuerzos de fricción que se suman a las cargas estructurales, que se transmiten a éstos, reduciendo con ésto su capacidad de carga efectiva. Los esfuerzos antes descritos actúan en sentido descendiente, de forma tal que el suelo se "cuelga" del pilote, denominando así a la fricción negativa.

La fricción negativa se presenta en los elementos como consecuencia de la consolidación del suelo que los circunda.

El comportamiento de un pilote de fricción negativa es diferente al observado en un grupo de pilotes debido al bulbo de presiones que se forma en torno a éstos.

Además el incremento de las cargas, provocado por la fricción negativa, no es homogéneo en un grupo de pilotes sino que, resulta mayor en los pilotes perimetrales que en los interiores, debido a que la carga transmitida por fricción negativa a un pilote exterior no puede exceder la sobrecarga correspondiente al área tributaria del pilote; en cambio en los pilotes de borde o de esquina no existe esta restricción.

Esta opción contempló la instalación de un conjunto de pilotes adicionales al actual, apoyando su punta en la primera capa dura y permitiendo que la cabeza quede a 2 m bajo la losa de piso de criptas, desligados de la losa por un tapón de arcilla blanda, permitiendo que el conjunto de pilotes sea capaz de tomar por fricción negativa, la carga total de la superestructura aumentada del peso de suelo que rodea a los pilotes.

El objeto de aplicar esta técnica es formar un gran bloque de "suelo reforzado" por pilotes capaces de impedir que la Catedral continúe hundiéndose.

Se estima que se requerirían alrededor de 1500 pilotes nuevos, colados con perforación previa, estabilizada por una suspensión de bentonita.

Esta técnica no modifica la estructura de la cimentación actual, ni requiere la desocupación de las criptas, pero presenta importantes desventajas, ya que, para integrar los pilotes al conjunto de los ya existentes sería necesario rehincar los que han quedado cortos y extraer los largos,

teniendo el inconveniente de que los materiales del subsuelo se adhieren a los pilotes y la resistencia que oponen a su extracción depende principalmente del tiempo transcurrido desde el hincado y de la velocidad de extracción. Además, debe tenerse presente que con esta solución el edificio emergerá de 2 a 3 m respecto al nivel de los atrios actuales.

3.3.-Protección de los templos mediante la instalación de pilas.

Como se mencionó anteriormente esta técnica contempla dos soluciones a elegir:

PILAS AJUSTABLES A LA PRIMERA CAPA DURA.

Consiste en la instalación de 240 pilas, de 1.38 m de diámetro, apoyadas en la primera capa dura y localizadas junto a la base de las columnas, pilastras y muros y provistas de un puente ajustable, fijo a la cabeza de la pila y a la estructura de la cimentación, independizándola de los movimientos diferenciales del terreno de apoyo. La operación periódica de los puentes ajustables permitiría mover a voluntad el edificio, para adaptarlo a los movimientos del suelo, según se ajuste conveniente.

Una de las desventajas de este técnica es que la liga de las pilas a la estructura requeriría de reforzamiento local de la cimentación actual.

Mediante trabajos periódicos, cada 2 o 3 años, se ajustarían los puentes de carga para adaptar de manera controlada la cimentación al hundimiento regional; así, a través del tiempo, se podrían corregir las deformaciones futuras y las actuales donde se considere necesario; a parte de que los edificios no presentarían tendencia alguna de emersión.

Otra de las desventajas que presenta la técnica radica en la construcción de las pilas, que requiere de equipo más voluminoso que para la construcción de pilotes; además de que sólo se podría operar desde el piso de feligresía, para lo cual se tendría que restringir el acceso a los templos, situación que no es permitida por las autoridades religiosas.

PILAS AJUSTABLES A LOS DEPOSITOS PROFUNDOS.

Esta solución es semejante a la anterior, salvo que la profundidad de apoyo de la punta de las pilas sería de 52 m bajo la superficie, a fin de alcanzar una mayor resistencia en los materiales arenosos de los depósitos profundos, eliminando con ésto la influencia de los hundimientos de la serie arcillosa inferior.

A diferencia de la anterior solución, ésta interfiere con las criptas y requiere mayor reforzamiento de la estructura de la cimentación.

3.4.-Protección de los templos mediante la restitución de la presión hidrostática del acuífero.

Otra de las opciones estudiadas para llevar a cabo la rehidratación de la Catedral y el Sagrario Metropolitanos consistía en restituir la presión hidrostática perdida por el abatimiento del nivel de aguas freáticas. Reconociendo la naturaleza geohidrológica del problema se evaluó la posibilidad de reducir la magnitud de asentamientos futuros mediante la recarga artificial de agua a los estratos permeables del subsuelo, y así estabilizar las presiones piezométricas en los suelos más blandos. Para esto se estudiaron dos posibles casos:

1).-OPCIÓN DE INYECCION DE AGUA UNICAMENTE.

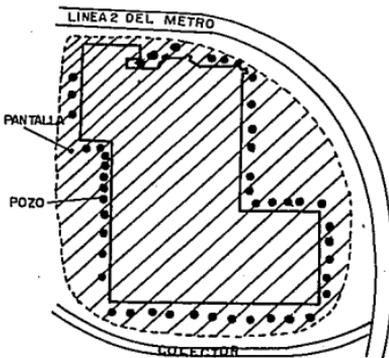
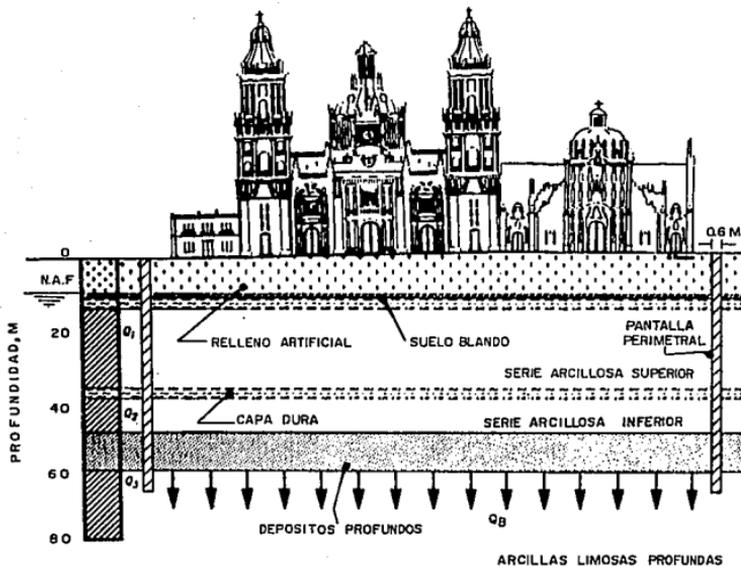
Esta opción consistía en colocar 46 pozos de absorción perimetrales a los templos, como se ilustra en la figura 3.1, con una separación de 10 m entre ellos.

Los pozos de inyección quedarían desplantados en la frontera inferior de los depósitos profundos, esto es a 63.2 m, anulando así la contribución de las series arcillosas superior e inferior a los asentamientos regionales, ya que:

Estrato	Velocidad de hundimiento	Porcentaje
Relleno artificial Costra natural Serie arcillosa superior	6.5 cm/año	54
Capa dura		
Serie arcillosa inferior Depósitos profundos	3.3 cm/año	26
Arcillas profundas	2.2 cm/año	17

Nota.- Tabla de hundimientos en marzo de 1991.

Lo que equivale al 80% del hundimiento regional total.



EVALUACION DE GASTOS DE PERDIDA

PERMEABILIDAD DE LA PANTALLA = 10^{-7} CM/SEG
 PERMEABILIDAD DE LAS ARCILLAS = 1×10^{-5} CM/SEG
 ESPESOR DE LA PANTALLA = 0.6 M
 ESPESOR DE LOS DEPOSITOS = 14 M
 PERIMETRO DE LA PANTALLA = 490 M
 AREA DE LA PANTALLA = 17,000 M²
 ESPESOR DE LA COSTRA NATURAL = 4 M
 ESPESOR DE LA CAPA DURA = 3.3 M

FILTRACION A TRAVES DE LA PANTALLA

$$\begin{aligned}
 Q_p &= \frac{1}{2} K \lambda A \\
 Q_p &= 1 \times 10^{-7} (20/0.6) 490 \times 10^2 (400 + 350 + 1400) \\
 Q_p &= 351.17 \text{ CM}^3/\text{S} = 30.3 \text{ M}^3/\text{DIA}
 \end{aligned}$$

FILTRACION POR LA BASE

$$\begin{aligned}
 Q_B &= K \lambda A \\
 Q_B &= 1 \times 10^{-5} (20/14) 17000 \times 10^4 \\
 Q_B &= 2428 \text{ CM}^3/\text{S} = 209.8 \text{ M}^3/\text{DIA} \\
 Q_T &= 240 \text{ M}^3/\text{DIA} = \underline{\underline{87,646 \text{ M}^3/\text{AÑO}}}
 \end{aligned}$$

FIG. 3.1 RESTITUCION DE LA PRESION

Por otro lado si consideramos la siguiente tabla de coeficientes de permeabilidad (K) de los estratos;

Estrato	Valor de K en cm/seg
Costra superficial natural	9×10^{-3}
Serie arcillosa superior	5×10^{-7}
Capa dura	9×10^{-1}
Serie arcillosa inferior	1×10^{-6}
Depósitos profundos	9×10^{-3}
Arcillas limosas profundas	1×10^{-5}

para la estratigrafía del sitio, el gasto total de inyección resulta de 1,960 m³/día, o sea un gasto de 42.6 m³/día por pozo, para alcanzar una condición estable del nivel freático a 4.2 m de profundidad.

2).-OPCIÓN DE INYECCION DE AGUA Y PANTALLA PERIMETRAL.

Con el fin de reducir el gasto de inyección convendría el uso de una pantalla flexible impermeable a fin de aislar el subsuelo del lugar de la influencia del colector semiprofundo y del Metro. El perímetro de esta pantalla sería de 490 m para un área de 17,000 m², alojando dentro de ella a los 46 pozos (ver figura 3.1). Dicha pantalla sería de 60 cm de ancho y 70 m de profundidad, constituida por una trinchera de lodo.

Una vez que se haya recuperado la presión de agua a la condición hidrostática dentro del recinto definido por la pantalla impermeable, se requerirá continuar la infiltración de agua para cubrir las pérdidas por flujo a través de la membrana, y en la base de los depósitos profundos. En la figura 3.1 se presenta el cálculo simplificado del gasto de infiltración.

Concluyendo, podemos decir que el consumo de agua para la solución de inyección de agua y pantalla perimetral es 8 veces menor que para la solución de inyección de agua únicamente; además se podrían aprovechar los casi 10,000 m³ de agua pluvial disponibles en el área confinada. Esto plantea otro problema, la construcción de una cisterna de unos 8,000 m³ de capacidad, que requeriría una excavación muy importante. Para completar el volumen de infiltración se requieren unos 77,700 m³/año, provenientes de la red de agua potable.

Además de esto, se debe tomar en cuenta la condición de que se inyectaría indefinidamente agua al subsuelo, pues de suspenderse la inyección, los hundimientos que no ocurrieron, se desarrollarían.

A parte de resultar inapropiado el hecho de utilizar cerca de 70,000 m³/año de agua potable para inyectar al subsuelo, en una ciudad con escasez de agua para los servicios básicos de la población, se tendría incertidumbre acerca de la vida útil de los pozos por la introducción de coloides en suspensión que sellarán las vías de penetración del agua, y la eventual tubificación a largo plazo de la pantalla, obligarían a reinstalar periódicamente todo el sistema; estos aspectos se deberán estudiar con un programa experimental mediante modelos.

3.5.- Protección de los templos mediante la inducción del descenso de las zonas duras por subexcavación.

El estudio geotécnico, mencionado en el punto 3.1, a cerca de las opciones de solución, concluyó que el procedimiento que ofrece las mejores perspectivas es el denominado "subexcavación".

Esta técnica que tiene por objeto corregir los niveles y desplomes de edificios que han sufrido hundimientos diferenciales, modificando las velocidades de asentamiento; ésta fue propuesta originalmente por Fernando Terracina para detener y corregir la inclinación de la torre de Pisa en Italia, aunque no se llegó a emplear, pero en la ciudad de México se adoptó para recuperar la verticalidad de edificios con problemas de desplomes, entre ellos tenemos: los trabajos realizados por el Ing. Manuel González Flores en la iglesia del Pocito en la basílica de Guadalupe y el edificio SERFIN de 16 de Septiembre esquina con Bolívar; además el grupo TGC intervino con esta técnica en un edificio de 16 niveles con desplome principal de 1.28 m, provocado por los sismos de 1985, ubicado en la calle de Liverpool No. 39 en la colonia Juárez y las Escuelas Secundarias 136 y 158 de la Delegación Gustavo A. Madero, así como 23 edificios de 5 y 6 niveles de la Ciudad Habitacional Rinconada del sur en la delegación Xochimilco.

Para el caso de los templos de Catedral y Sagrario, la técnica fue propuesta por los ingenieros Enrique Taméz y Enrique Santoyo; quienes especificaron que con ella se lograría provocar el hundimiento controlado de las partes del terreno que han quedado más elevadas debido a la existencia de restos de construcciones prehispánicas que indujeron preconsolidación del suelo.

Los edificios anteriormente mencionados, donde se aplicó la técnica de subexcavación, fueron ejemplos palpables de la eficacia de ésta, pero para ser aplicable a los templos de Catedral y Sagrario, debía de experimentarse en un templo de características similares, por ello y dada la semejanza en la forma de sus naves y estratigrafía del subsuelo, se pensó en el templo de San Antonio Abad.

3.5.1.- Descripción general de la técnica.

En términos generales, el procedimiento consiste en la extracción paulatina y completamente controlada del material del subsuelo en que se apoya la cimentación del edificio, por medio de perforaciones horizontales de pequeño diámetro, realizadas por debajo del nivel de desplante de la cimentación, ejecutadas desde trincheras que dan acceso a los estratos del subsuelo, de los cuales se extrae el material; con esta acción se provoca el asentamiento local de la estructura en zonas estratégicas y la corrección parcial de su inclinación, esto es, hacer descender las partes altas respecto a las bajas debido a la extracción de material. Con lo anterior se aclara que las trincheras se construirán en las zonas contrarias al hundimiento, o sea en las partes altas.

El descenso de la estructura se producirá por el cierre de los huecos de las perforaciones provocado por el peso propio de la estructura, acelerando la velocidad de hundimiento del edificio en estas zonas (zonas de mayor altura), como se explicará detalladamente en los puntos siguientes.

3.5.2.-Subexcavación experimental en el templo de San Antonio Abad.

Con el propósito de tener la certeza, hasta cierto punto, de que la técnica de subexcavación ofrecería las mejores perspectivas, se ideó experimentarla en un pequeño templo de características similares a las de la Catedral, llamado el templo de San Antonio Abad, ubicado en ...

El templo original de San Antonio Abad pertenece al siglo XVI (siendo contemporáneo a la Catedral), está constituido por una sola nave de cañón corrido con penetraciones conoidales como se observa en la figura 3.2; y una torre en la esquina norponiente de 19.0 metros de altura, ésta fue construida a fines del siglo XVII.

La estructura se construyó a base de mampostería de tezontle; el espesor medio de los muros es de 1.00 m y el de los contrafuertes de 1.20 m, considerando un peso total aproximado de la estructura de 400 toneladas.

La cimentación del templo está conformada por zapatas corridas de mampostería de tezontle con ancho medio semejante al de los muros. Las zapatas están ligadas transversalmente con contratraves de mampostería.

En esta estructura se observó, al igual que en la Catedral, hundimiento diferencial que provocaba que ésta se inclinara hacia el surponiente, por lo que a mediados de 1986 se reforzó la estructura y su cimentación mediante traves perimetrales de refuerzo al nivel del piso, como se ilustra en la figura 3.2, para evitar que se produjeran fisuramientos en la estructura.

La estratigrafía del subsuelo, determinada por los sondeos de cono eléctrico SCE-1, SCE-2 y SCE-3, es mostrada en la figura 3.3.

Así mismo, para conocer las condiciones hidráulicas que imperaban en el lugar, se instalaron cuatro piezómetros abiertos a 12 m de profundidad, que corresponde al estrato de arena negra, para medir las presiones, encontrando el nivel de aguas freáticas (N.A.F.) a 2.2 m, medidos a partir del nivel de banquetta perimetral del templo. La lectura obtenida a los 12.00 m indica un abatimiento de la presión hidrostática de 0.2 kg/cm².

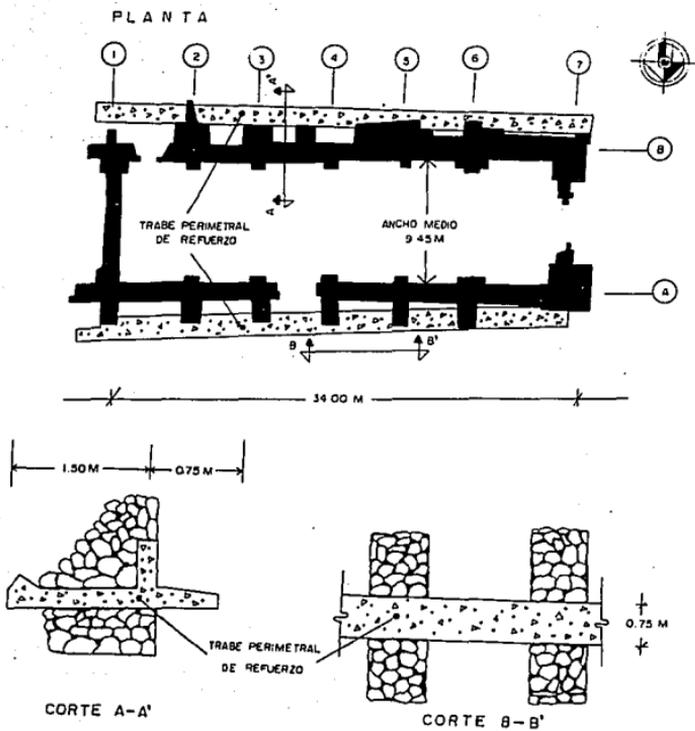


FIG. 3.2 REFUERZO DE LA ESTRUCTURA DEL TEMPLO DE SAN ANTONIO ABAD.

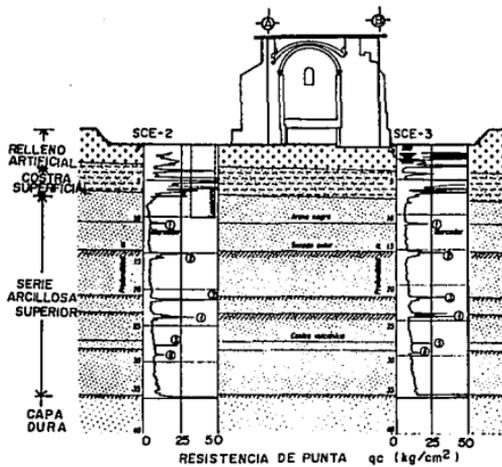
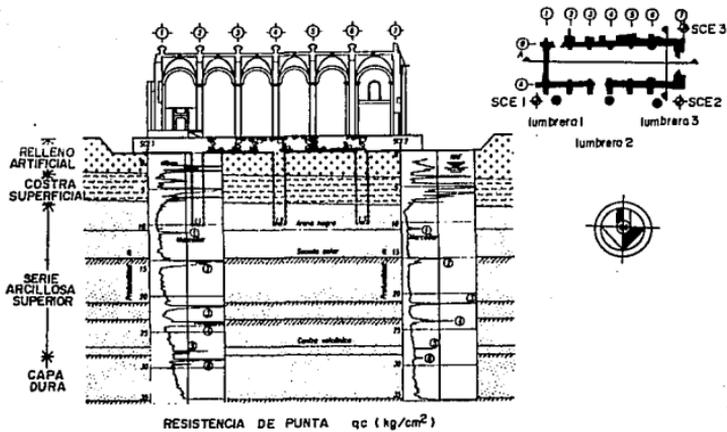


FIG. 3.3 ESTRATIGRAFIA DEL SUBSUELO DEL TEMPLO DE SAN ANTONIO ABAD.

3.5.2.1.-Proceso de subexcavación en el templo de San Antonio Abad.

Dadas las condiciones imperantes en el templo de San Antonio Abad, vistas anteriormente, se propusieron objetivos a lograr que permitieran prever el comportamiento probable que tendrían los templos de la Catedral y el Sagrario con la aplicación de la técnica de subexcavación. Estos objetivos fueron:

+.-Mediante la subexcavación inducir desplazamientos verticales diferenciales, haciendo descender y girar transversalmente a la estructura.

+.-Ensayar una técnica capaz de detener o controlar los hundimientos inducidos en la estructura, utilizando lodo bentonítico para restituir la presión piezométrica en el interior de las perforaciones horizontales, siendo el frenado del movimiento con lodo bentonítico; todo esto para conocer el tiempo requerido para anular totalmente los movimientos.

+.-Inducir una distorsión angular para fracturar la bóveda, esto es, provocarle torsiones y agrietamientos para definir el límite máximo de torsión que puede admitir una bóveda de mampostería.

+.-Determinar el tiempo necesario para que ocurra el paro en forma natural de los desplazamientos inducidos por la subexcavación después de terminados los trabajos; se consideró igualmente el frenado inducido.

Antes de comenzar con el procedimiento de subexcavación en el templo se realizaron trabajos de refuerzo de la estructura para garantizar su comportamiento como cuerpo rígido; para esto se instalaron en los entrejes elementos de refuerzo, consistentes en tensores y puntales de acero como se indica en la figura 3.4.

El procedimiento de subexcavación es descrito a continuación en términos generales:

A).-Se construyeron tres lumbreras a un lado del muro norte del templo, en el atrio, que es la parte más alta, esto es, la menos hundida. Las lumbreras tienen una profundidad de 10.2 m, medidos desde el piso de la banqueta perimetral. La losa de fondo se construyó a una profundidad de 9.7 m y los 50 cm restantes (localizados en el fondo de la lumbrera), quedaron huecos, con el propósito de que las lumbreras no llegaran a estar apoyadas de punta, debido al hundimiento regional.

Las lumbreras fueron revestidas con concreto.

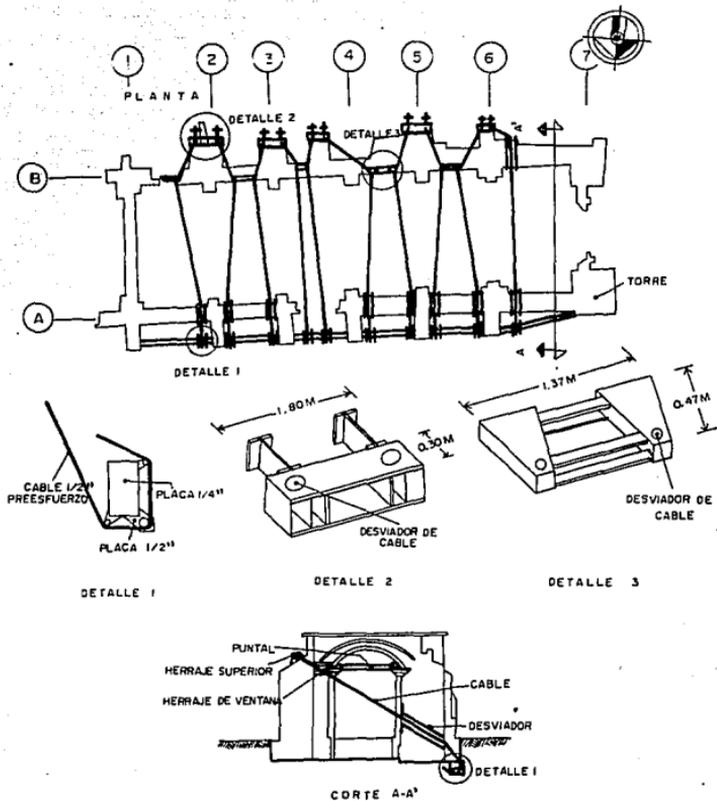


FIG. 3.4 REFUERZO DE LA ESTRUCTURA PARA DESARROLLAR EL PROCEDIMIENTO DE SUBEXCAVACION.

B).-Simultáneamente con la construcción de las lumbreras se colocaron las boquillas para la subexcavación a 9.00 m de profundidad, en el inicio de los suelos blandos.

Las boquillas para subexcavación están constituidas por un tubo de acero de 12.7 cm de diámetro; a través de éstas se hace penetrar un ademe de 10.2 cm de diámetro por el que pasará el tubo perforador, (ver figura 3.5).

C).-Una vez construidas las lumbreras, colocadas las boquillas y las camisas de los tubos, se procede a la subexcavación propiamente dicha, haciendo penetrar tramos de tubo de acero de diámetro de 7.5 cm, pasando por el interior del ademe utilizando un gato hidráulico ubicado sobre una mesa en la losa de piso de la lumbrera; este gato hidráulico está accionado por una bomba eléctrica.

El tubo perforador se hinca en tramos ajustados, hasta alcanzar los 9.00 m, al penetrar éstos, reaccionan contra el ademe que les sirve como guía.

D).-Los huecos así formados se cerrarán paulatinamente debido al peso propio de la estructura, generando el descenso de la superficie.

E).-A la profundidad a la cual se llevaron las lumbreras, hizo necesario abatir el nivel de aguas freáticas (N.A.F. 2.2 m) por medio de bombas eyectoras con brocales a 11.00 m de profundidad, instalando seis en total, o sea dos por cada lumbrera. El sistema funcionó del 7 de agosto de 1990 al 22 de septiembre de 1991. Generándose un gasto de bombeo variable de 0.75 a 1.50 lt/seg.

La subexcavación comenzó el 19 de noviembre en la lumbrera No. 2 y el 8 de diciembre en las lumbreras No. 1 y No. 3, induciendo el movimiento de la estructura como cuerpo rígido. Estas actividades finalizaron el 28 de febrero de 1991, para que del 3 al 17 de marzo de 1991 se experimentara la técnica de frenado inducido, suspendiendo la excavación e inyectando lodo bentonítico en las perforaciones con una presión tal que se iguale a la piezométrica. Posteriormente el 18 de marzo de 1991 se reiniciaron los trabajos de subexcavación, pero ahora provocando distorsión angular en la estructura, para finalizar con el paro natural de los desplazamientos a partir del 18 de junio de 1991, fecha en la cual se concluyeron los trabajos de subexcavación en el templo de San Antonio Abad.

Para conocer los movimientos que le induce el hundimiento regional, provocado por el bombeo profundo, a la estructura, se hicieron diez nivelaciones topográficas, ilustradas en la figura 3.6.

En lo que respecta al monitoreo del templo, se instrumentó mediante puntos fijos de nivelación, plomadas en las columnas, testigos de yeso en las fisuras, medidas de convergencia,

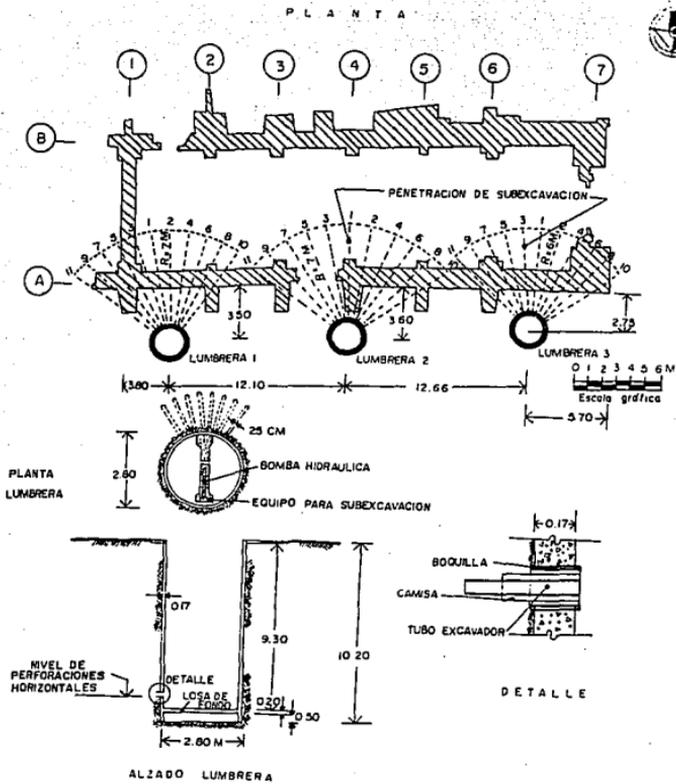


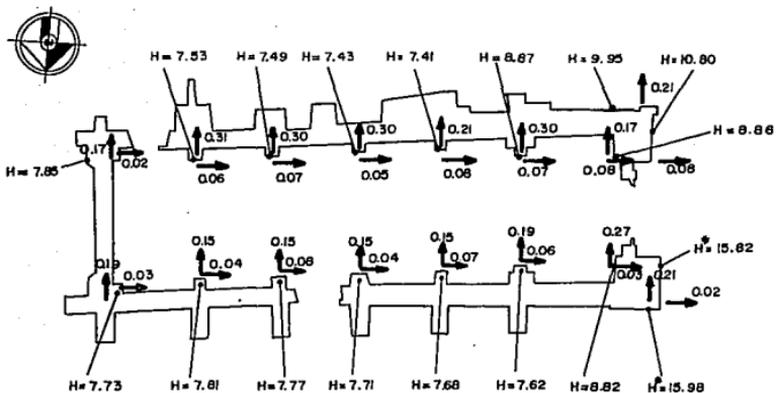
FIG. 3.5 DISTRIBUCION DE LUMBRERAS.

piezómetros abiertos, así como medición de volumen de extracción y medición de gasto de bombeo.

En la siguiente tabla se concentra la información obtenida:

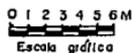
MEDICIÓN	CARACTERÍSTICAS
Plomadas en columnas.	Se ubicaron plomadas en las columnas con disposición como se indica en la figura 3.7.a). Se observaron desplomes, indicados en la misma figura, con tendencia hacia la zona sur y poniente.
Testigos de yeso en fisuras	Para conocer la evolución de fisuras se hizo un levantamiento de las mismas, antes de comenzar la subexcavación y después se colocaron los testigos de yeso. Los resultados obtenidos fueron satisfactorios, ya que ninguno registró movimiento, permaneciendo intactos.
Medidas de convergencia.	Las medidas de convergencia nos sirven para evaluar las posibles distorsiones transversales de la estructura; éstas se instalan como secciones de convergencia en todos los entrejes (ver figura 3.7.b)). Las lecturas registraron diferencias entre ellas de 1 mm o menores.
Niveles piezométricos.	Los cuatro piezómetros abiertos instalados, indicaron un abatimiento de la presión hidrostática de 0.2 kg/cm ² .
Volumen de suelo subexcavado.	Con base en el volumen de suelo subexcavado se obtienen condiciones de asentamientos, rotaciones y desplomes de la estructura. Las gráficas correspondientes a estas condiciones se ilustran en la figura 3.8.

Las conclusiones a las que se llegaron con la experimentación en el templo de San Antonio Abad fueron : la utilización de lumbreras como elementos auxiliares para subexcavar es adecuada, al igual que las perforaciones horizontales, ya que se pueden inducir desplazamientos verticales en la estructura completamente controlables; se logró igualmente, el descenso de las zonas altas, acelerando la velocidad de hundimiento y como consecuencia el descenso de la estructura en los puntos donde se requirió.



NOTAS :

- H = ALTURA.
- H^{*} = ALTURA A LA BASE DEL CAMPANARIO.
- ACOTACIONES EN METROS.
- LECTURA DE DESPLOMES OCTUBRE DE 1990
- DIRECCION DE LECTURA DE PLOMADAS.



(a)



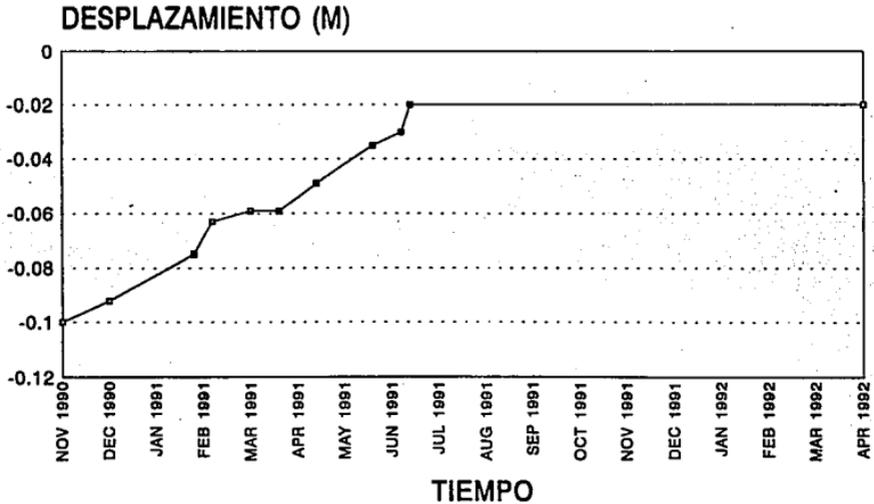
(b)

FIG. 3.7 MONITOREO EN EL TEMPLO DE SAN ANTONIO ABAD.

TEMPLO DE SAN ANTONIO ABAD

VOLUMEN SUBEXCAVADO VS DESPLAZAMIENTO VERTICAL

FIG. 3.8 B)

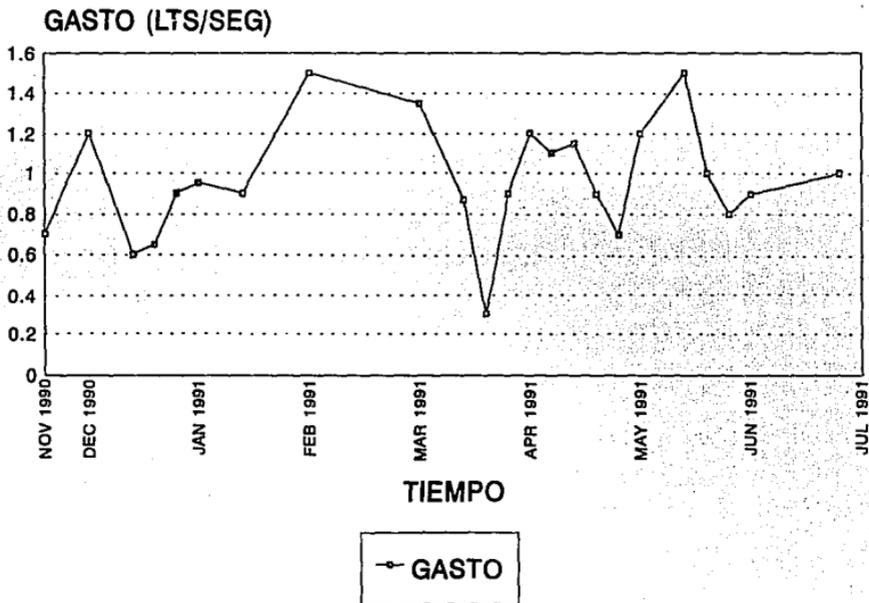


—■— VOLUMEN EXTRAIDO

TEMPLO DE SAN ANTONIO ABAD

GASTO DE BOMBEO

FIG. 3.8 C)



3.5.3.-Subexcavación en la Catedral y el Sagrario.

El proyecto de subexcavación para los templos de Catedral y Sagrario, se originó de solucionar sus problemas que con el transcurso del tiempo se han hecho más evidentes; por ésto en el año de 1989 se inició con una serie de estudios y recopilación de datos e información preliminar por parte de diversas empresas que emprenderían desde esa fecha una labor que no se sabe cuándo finalizará.

El proyecto denominado "Corrección del comportamiento de las cimentaciones de la Catedral y el Sagrario de la Ciudad de México, mediante subexcavación", está a cargo, en sus distintas áreas, por las siguientes empresas:

CONCEPTO	EMPRESA ENCARGADA.
Proyecto y obra de subexcavación.	Técnica Geomecánica de la construcción (TGC), S.A. de C.V.
Instrumentación.	Control de Calidad y Mediciones, S.A. de C.V. (CCM).
Corresponsabilidad estructural.	HP Servicios de Ingeniería, S.A. de C.V.
Asesoría.	Instituto de Ingeniería de la UNAM.
Asesoría.	Facultad de Arquitectura, UNAM.
Trabajos de mantenimiento.	Constructora Copilco, S.A. de C.V.
Supervisión de obra.	Servicios y Sistemas Tecnológicos para la construcción, S.A. de C.V. (SYSTEC).

Así mismo, el proyecto tiene como director de Sitios y Monumentos del Patrimonio Cultural al Arq. Sergio Zaldivar Guerra y como asesores a: Ing. Enrique Taméz, Ing. Enrique Santoyo, Dr. Roberto Meli Piralla, Dr. Fernando López Carmona e Ing. Hilario Prieto Calderón.

Los objetivos que se pretenden alcanzar con la subexcavación son:

OBJETIVO	ACCIONES	ZONA CENTRAL
1.-Frenar las tendencias actuales de giro hacia el exterior de las naves procesionales y muros de contrarresto.	Subexcavación en las lumbreras 1,4,8 y 13.	Catedral al norte del crucero.
2.-Invertir los movimientos provocando el giro de las naves procesionales y muros de contrarresto hacia el centro de la nave central.	Continuar con la subexcavación en las lumbreras 1,2,3,4,6,7,8,10,11 y 13.	Catedral al norte del crucero
3.-Rectificar los diferenciales hacia el sur y corregir los desplomes de columnas y muros.	Subexcavación en la totalidad de las lumbreras.	Catedral.
4.-Frenar la velocidad de asentamiento perimetral del Sagrario	Subexcavación en las lumbreras interiores.	Sagrario.
5.-Invertir las tendencias actuales de mayor hundimiento en el perímetro del Sagrario, y menor al centro (forma de plato invertido), provocando el cierre de la estructura hacia el centro.	Continuar con la subexcavación en las lumbreras interiores.	Sagrario.
6.-Corregir desplomes de columnas y muros, generando el descenso en congruencia con la velocidad de asentamiento de la Catedral, respetando así la liga de ambos templos.	Subexcavación en todas las lumbreras del Sagrario	Catedral y Sagrario.

La representación esquemática de los trabajos se presenta en la figura 3.9.

Debido a que el pedraplén original se extiende más allá de la frontera poniente del Sagrario (ver figura 1.8.c), la operación de las lumbreras se definió para generar hundimientos uniformes en dos templos y evitar así dañar la estructura del Sagrario.

Para el caso de la Catedral, y dado que se ha descrito el procedimiento de subexcavación en términos generales, cabe mencionar nuevamente que las zonas altas se encuentran en el área del altar mayor y de la torre oriente

La figura 3.10, nos da una idea muy clara del estado en que se encontraba la Catedral antes de comenzar la subexcavación en 1992. Dicha figura nos muestra la zona más hundida, en el área ocupada por la torre poniente (punto 12-A). Los desplazamientos verticales que se inducirán con la subexcavación corresponden a la configuración de plintos que tenía en 1934.

Dados los trabajos que se han venido realizando en el proyecto, se previeron medidas de refuerzo temporal en la superestructura, para protegerla contra la posibilidad de colapso por inducir condiciones desfavorables de esfuerzos durante las operaciones de corrección geométrica de los templos. El refuerzo consiste en un sistema de apuntalamiento con tubos de acero.

Además, se decidió zunchar las columnas más críticas para incrementar su capacidad de carga.

Al igual que en Catedral, el procedimiento de subexcavación se aplica en el Sagrario para evitar que se incrementen las distorsiones y desplomes de los elementos del edificio.

Para el desarrollo de los asentamientos verticales que se inducen controladamente en el proceso de subexcavación, se construyeron 30 lumbreras, distribuidas como se muestra en la figura 3.11. Para definir este número de lumbreras y su localización se usaron los métodos de análisis de Jesús Alberro y Enrique Taméz. Estos dos métodos propuestos independientemente por los ingenieros antes citados, determinaron el radio de influencia que tendrían las lumbreras.

METODO DE ALBERRO.

El método se basa en determinar los desplazamientos inducidos en la masa de suelo, debidos a la construcción de un túnel.

Con este método 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 una y media veces su profundidad, (ver figura 3.12.a).

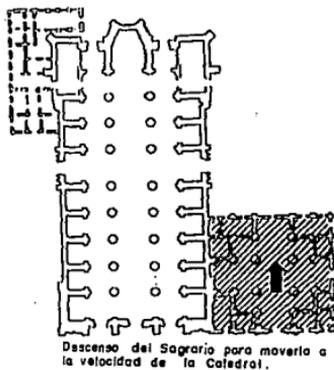
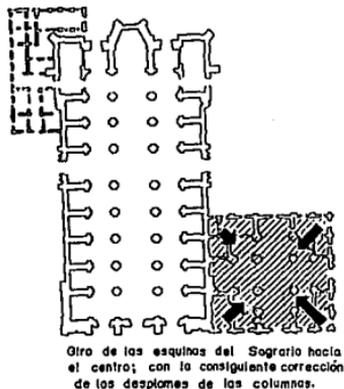
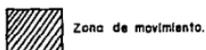
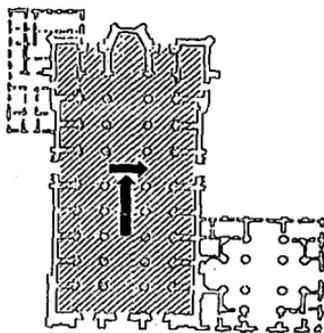
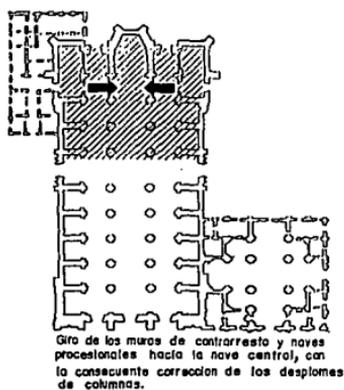


FIG. 3.9 ZONAS DE INFLUENCIA DE LA SUBEXCAVACION.

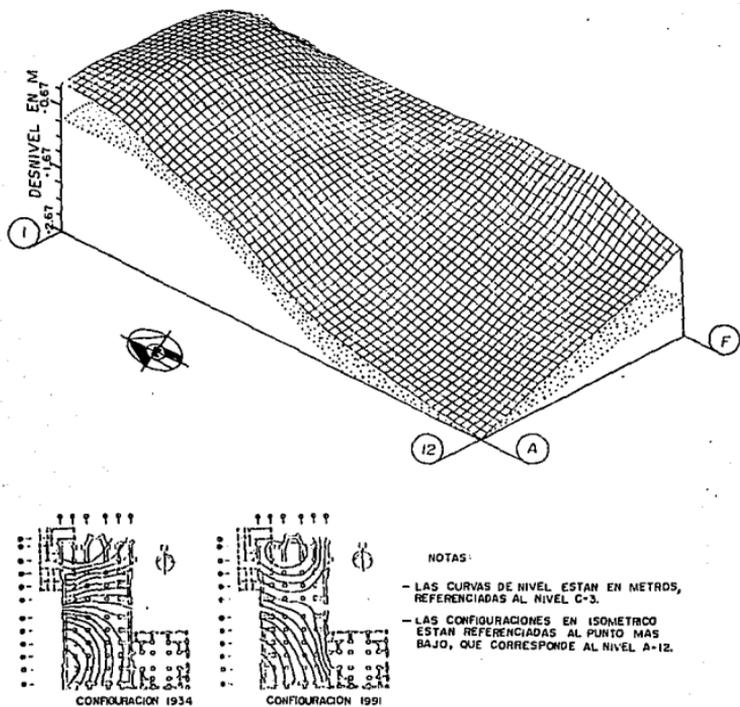


FIG. 3.10 CONFIGURACION DE PLINTOS.

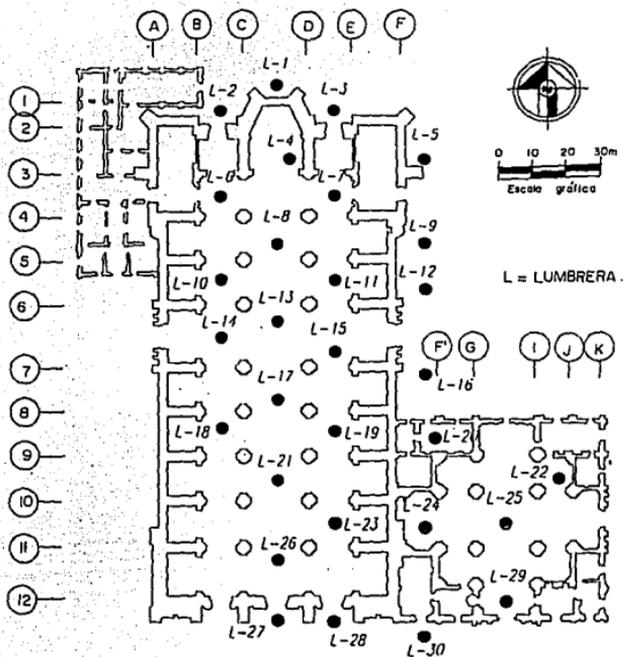
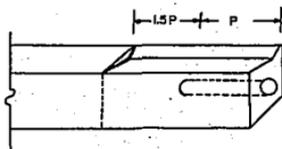
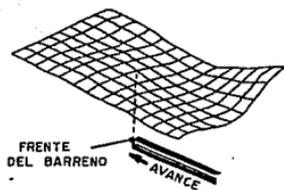


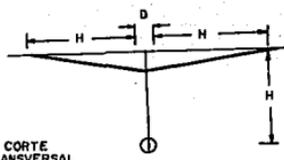
FIG. 3.11 DISTRIBUCION DE LUMBRERAS.

METODO J. ALBERRO

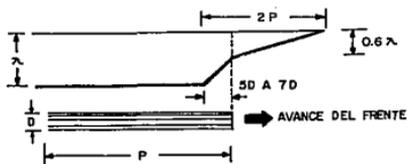


(a)

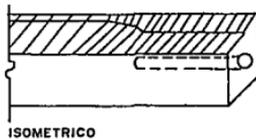
METODO E. TAMEZ



CORTE TRANSVERSAL



CORTE LONGITUDINAL



ISOMETRICO

(b)

FIG. 3.12 CAMPO DE DESPLAZAMIENTOS VERTICALES.

METODO DE TAMEZ.

Se basa en proponer un campo de desplazamientos superficiales mediante el desplazamiento geométrico 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, (ver figura 3.12.b).

Las lumbreras alcanzan una profundidad media de 16.00 m con respecto al nivel del atrio, que corresponde a la arcilla 1 de la serie arcillosa superior, donde se efectuaron las aureolas de perforaciones horizontales para la extracción de suelo. Por cada una de las lumbreras se realizó un máximo de 50 perforaciones radiales de 6.0 m de penetración.

3.5.3.1.-Adición de pilotes como complemento de la técnica de subexcavación.

Uno de los factores importantes que se tomaron en cuenta para definir la técnica más adecuada por aplicar, fue la compatibilidad de ésta con los pilotes de control instalados en la segunda recimentación. El procedimiento de subexcavación es congruente con la cimentación, pero considerando que la implantación del proceso tomará muchos meses se recomendó instalar pilotes trabajando a fricción negativa en el exterior del perímetro norte de la Catedral para reducir la velocidad de hundimiento diferencial de los muros laterales del norte del crucero, ya que éstos tienden a inclinarse hacia el atrio (ver figura 2.15); y además en los lados norte, sur y oriente del Sagrario con el propósito de frenar temporalmente la velocidad de hundimiento en estas zonas.

3.5.3.1.1.-Catedral.

El 25 de marzo de 1993, se iniciaron los trabajos de inspección para determinar el estado físico de los cabezales de los 387 pilotes de control colocados durante la segunda recimentación, que se encuentran en el área de la Catedral.

De cada pilote revisado, se registraron los siguientes datos:

- A).-Altura de la cama de los cubos de madera, en sus cuatro esquinas.
- B).-Altura comprendida entre la parte inferior del puente y el nivel de piso del dado de cimentación.
- C).-Longitud del espárrago con cuerda.
- D).-Altura del pilote con relación al piso del dado de cimentación.
- E).-Giro del puente.
- F).-Estado del sistema de reacción (araña) y de los espárragos.
- G).-Observaciones generales.

Los resultados de la revisión, antes descrita revelaron la presencia de 26 pilotes con diversos daños en el sistema de reacción, como: penetración de la tuerca de los espárragos en el puente, desgarre del alma y los atiesadores del puente, puente flechado, falla del sistema de reacción, etc.

Los daños son consecuencia de la oposición que han desarrollado los diversos elementos del sistema de reacción a los hundimientos que se generaron durante la construcción de las lumbreras. Esta condición obligó a soltar ordenadamente los puentes de esos pilotes, ya que además se estaban concentrando los esfuerzos en la cimentación. Aunque se sabe que actualmente sólo 116 pilotes están cargados.

3.5.3.1.2.-Sagrario.

El procedimiento de subexcavación se aplicará en el Sagrario Metropolitanos de la Ciudad de México, como ya se ha mencionado, con el propósito de reducir el hundimiento diferencial, y evitar así que se incrementen las distorsiones y desplomes del edificio.

Para garantizar la estabilidad de la estructura, se reforzó con un sistema de apuntalamiento tubular semejante al que se instaló en la Catedral.

El refuerzo de la cimentación del Sagrario, se llevó a cabo empleando pilotes de punta, 27 de 127 ton y 29 de 170 ton.

Para determinar el número de pilotes se comparó el peso correspondiente a cada esquina del Sagrario contra la carga vertical que soportan los pilotes de control; si se considera que el Sagrario tiene un peso total aproximado de 22,500 ton y posee una planta cuadrada de 47.2 X 47.7 m, la presión que transmite su cimentación al suelo es del orden de 10 ton/m². Al dividir al terreno en sus cuatro esquinas (NE, SE, NW Y SW), sabemos que el área correspondiente a cada una es de 562.86 m², que corresponde a una carga de 5,628.6 ton para el esfuerzo dado.

Así mismo, sabemos con base en la figura 3.13 que:

Esquina	Número de pilotes de fricción negativa	Capacidad de carga por fricción (Qf)	Número de pilotes de punta	Capacidad de carga por punta (Qp)	Capacidad de carga total (Qt)
NE	13	(127 ton x 13) = 1651 ton	14	(170 ton x 14) = 2380 ton	4031
SE	14	(127 ton x 14) = 1778 ton	15	(170 ton x 15) = 2550 ton	4328

como $Q_{NE} = 4031 \text{ ton} \neq 5628$
 $Q_{SE} = 4328 \text{ ton} \neq 5628$

Se concluye que la carga restante la toman los pilotes colocados en la segunda recimentación.

PILOTES DE FRICCIÓN NEGATIVA. En julio y septiembre de 1990 la empresa TGC instaló 27 pilotes de este tipo con una capacidad de carga de 127 ton; como parte del proceso de subexcavación para la corrección geométrica de la Catedral y el Sagrario. La zona reforzada es la del oriente de la cimentación del Sagrario, ya que el área comprendida entre los ejes I-K posee una tendencia de hundimiento excesivo hacia el atrio oriente del citado templo.

Se trata de pilotes de concreto armado colados en el lugar con un diámetro de 50 cm; éstos se proveerán con un puente de carga, habilitado con gatos hidráulicos para control de los movimientos verticales. Su distribución se muestra en la figura 3.13.

PILOTES DE PUNTA CON FUNDA METALICA. En 1992 se instalaron 29 pilotes de punta metálica con una capacidad de carga de 170 ton, para detener el hundimiento excesivo que se presentaba al oriente del Sagrario. Son pilotes de concreto reforzado, con sección poligonal de 12 lados; integrados por un tramo inicial de 2.0 m de longitud y 20 cm de lado; los restantes que constituyeron el fuste⁴, son de 4.0 m de longitud y 15 cm de lado, a excepción del último tramo que es de 3.0 m. Los tramos se unieron entre sí por medio de juntas roscadas, con una capacidad a la tensión de 30 ton, que permitieron una instalación precisa y ágil.

Los pilotes se fabricaron con concreto de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ con un refuerzo longitudinal constituido por 8 varillas del No. 6; el refuerzo transversal se integra por un zuncho de varilla del No. 3, con espaciamiento de 30 cm.

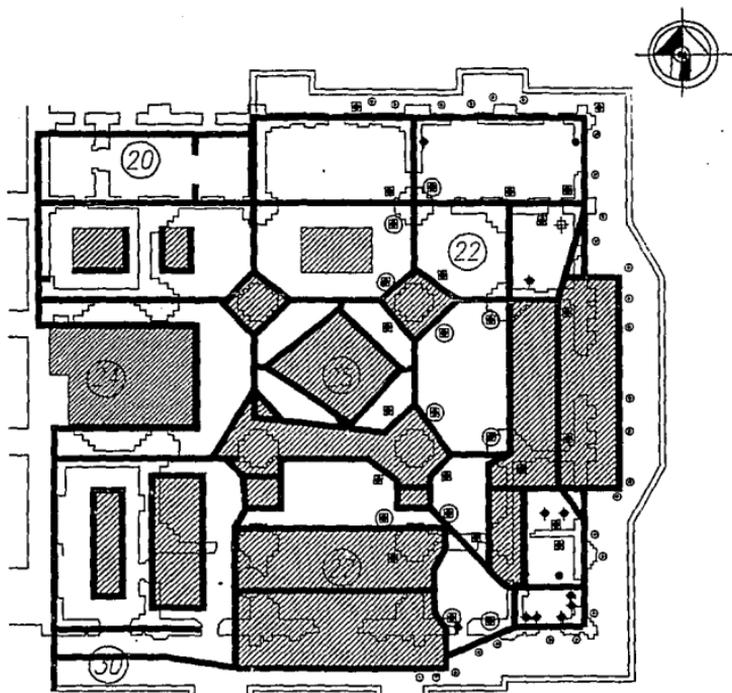
Los pilotes se apoyaron en la primera capa dura, a una profundidad media de 37.5 m, medidos desde el nivel de feligresía (según SCE-21), teniendo una longitud efectiva de 33.5 m.

Con el fin de aprovechar al máximo la capacidad de carga de los pilotes, el fuste se cubrió con una camisa metálica de 33 cm de diámetro y 4.8 mm de espesor, con un tratamiento contra corrosión preparando la superficie con arena y pintura epóxica.

Para poder absorber los desplazamientos verticales inducidos por el hundimiento regional del valle, la camisa está provista de bandas deformables de neopreno remachadas de 1.4 m y 2.4 mm de espesor, dispuestas entre los tramos de pilotes, como se advierte en la figura 3.14 a) El espaciamiento anular entre la camisa del pilote y el fuste de éste, se rellenó con grasa para eliminar la fricción entre ellas.

Los pilotes se fabricaron utilizando cimbra metálica con bisagras. Los trabajos se llevaron a cabo en la zona oriente del atrio, utilizando concreto premezclado.

4 Se denomina fuste a la parte de una "columna" que media entre el capitel y la basa, o bien al área lateral de una columna.



S I M B O L O G I A

- Pilote de punta con funda metálica, 29 (170 ton).
- ⊕ Pilote de control apoyado en la capa dura.
- ⊙ Pilote de fricción negativa, 27 (127 ton).
- Preparación para pilote.
- ▨ Zona masiva (pedrapién).

FIG. 3.13 DISTRIBUCION DE PILOTES.

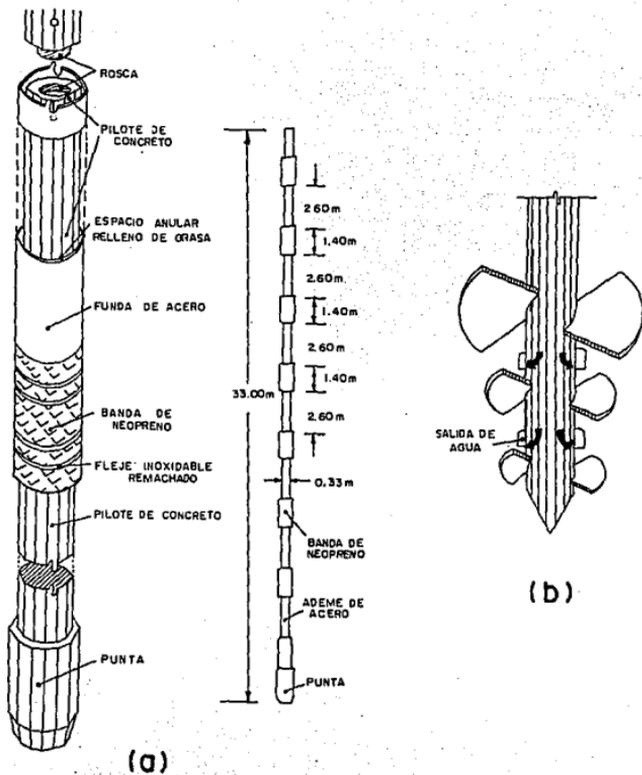


FIG. 3.14 PILOTES DE PUNTA CON FUNDA METALICA.

Con el propósito de detectar la profundidad y características de la cimentación original, en los sitios en que se instalaron los pilotes, se ejecutaron preparaciones a mano (calas), retirando los restos arqueológicos y el espesor de los rellenos. La cala se hizo con profundidad variable con un diámetro máximo de 1.2 m, de tal forma que pudiera trabajar un peón.

Las perforaciones previas se realizaron por batido de 45 cm de diámetro, hasta la profundidad de desplante de 37.5 m, utilizando una broca de aletas (ver figura 3.14.b)). El proceso consistía en remoldear el material y agregar agua para producir un lodo que pudiera bombearse y después sustituirse por lodo bentonítico limpio

Utilizando una grúa de 12 ton, y estando las perforaciones limpias y estabilizadas con lodo bentonítico, se introdujo el primer tramo de pilote con la punta para después acoplar simultáneamente la funda metálica y la banda de neopreno, inmediatamente después del acoplamiento de cada tramo, se vació la grasa para rellenar el espacio anular entre el pilote y la funda (aproximadamente de 1 cm). Este procedimiento se repite con cada tramo hasta completar el pilote. Se colocará una banda de neopreno por cada dos tramos de pilote, que de acuerdo con sus longitudes se tendrán 8 bandas.

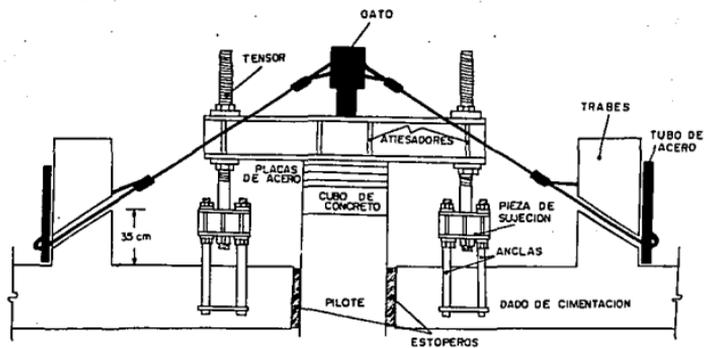
Una vez que se han instalado los pilotes se les da una precarga de 50 ton, ya que en el proceso éstos no alcanzan el estrato rocoso, debido a que en la parte inferior se forman azolves de hasta 2 m.

Para llevar a cabo el proceso de precarga se utilizó un gato hidráulico de 150 ton, 4 pares de cables de acero y una bomba; el arreglo se presenta en la figura 3.15.

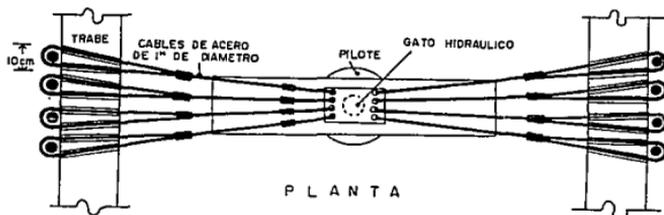
Cuando se encuentran los pilotes apoyados en la capa dura, el espacio anular entre el pilote y la excavación realizada para éste, es inyectado con lodo fraguante; este lodo se usa como cementante, para restituir el terreno que se perdió en la excavación; además en el espacio anular entre el dado y el pilote se pone estopa alquitranada (estoperos).

Posterior a la precarga, se aplica la carga de diseño estática de 127 y 170 ton para los pilotes de fricción y con punta metálica, respectivamente; además se hace la conexión de su puente de reacción. Para llevar a cabo lo anterior, se usó un sistema de doble puente; para esto se coloca un doble espárrago mediante un conector, como se ilustra en la figura 3.16, y un segundo puente.

Para trabajar adecuadamente y con seguridad fue necesario reforzar el puente contra el que se hizo reaccionar el gato, colocando un atiesador al centro del puente y en la zona donde se sujetan los espárragos, como se muestra en la figura 3.16, ya que si no se hubieran colocado estos atiesadores extras se presentaría una concentración de esfuerzos y consecuentemente el pandeo del puente, debido a que la separación de los atiesadores centrales del puente es de 35 cm, mientras que el diámetro del émbolo del gato es de 11 cm.



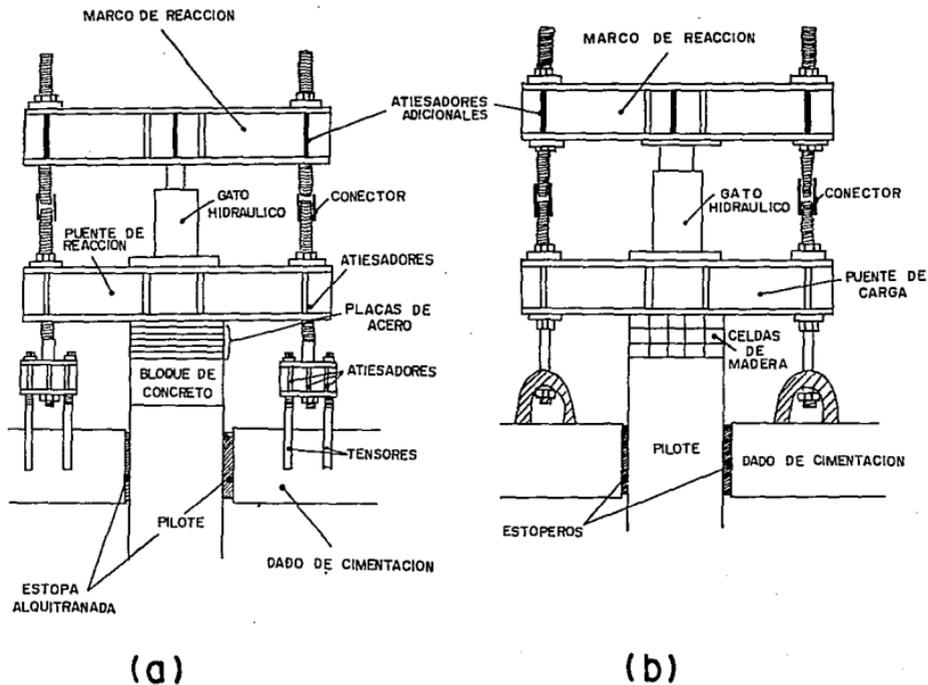
CORTE



PLANTA

FIG. 3.15 EQUIPO PARA LLEVAR ACABO EL PROCESO DE PRECARGA.

FIG. 3.16 EQUIPO PARA LLEVAR ACABO EL PROCESO DE CARGA.



Para aplicar la carga de trabajo a los pilotes, se utilizan manómetros de carátula para conocer la carga en cada uno de ellos, así como una bomba eléctrica.

Si tomamos en cuenta que los hundimientos que se inducirán con la subexcavación llevarán a la estructura a la configuración que tenía en 1934, la distancia entre el puente y la cabeza de los pilotes de Sagrario es de 50 cm; este espacio está ocupado, ya sea por un bloque de concreto reforzado de 40 cm de lado por 25 cm de altura, reforzado con dos camas de malla electrosoldada y los 25 cm restantes se colocaron placas de acero de 400 x 400 x 13.5 mm como se observa en la figura 3.16 a), o bien por cubos de madera de caobilla.

Previo al contacto del puente con las placas de acero, se centró y niveló éste.

Cuando se terminan de cargar los pilotes, se retira el puente superior y obviamente el gato.

Para llevar a cabo el cambio de las celdas de madera, se utilizó nuevamente el sistema de doble puente; se realiza el cambio de cubos de un pilote a la vez; los cubos son de caobilla de 5 cm, cuidando que la veta quede horizontalmente. Enseguida se coloca el puente en posición quedando alineado y nivelado. Terminado esto se procede a cargar el sistema, utilizando un gato hidráulico que reacciona contra el doble puente. Durante estos trabajos se registra: la altura previa del pilote antes de ajustarlo (con relación a la losa), la altura al descargarlo y la altura al cargarlo nuevamente.

Al realizar el cambio de las celdas de madera de caobilla se observó que el puente presentaba giro, ocasionado por la deformación no uniforme de las celdas de madera; producida a su vez porque los espárragos estaban ligeramente desalineados con respecto al centro geométrico del pilote, dando lugar a una excentricidad y por lo tanto una concentración de esfuerzos en algunas zonas de las camas de celdas de madera; con el propósito de evitar estos efectos en el futuro se utilizó un tación de neopreno como interfase entre la cabeza del pilote y el puente.

Antes de comenzar el proceso de subexcavación, se liberaron parcialmente los mecanismos de reacción de los pilotes para que no se constituyeran una limitante a los hundimientos inducidos por la subexcavación, evitando así posibles daños estructurales provocados por concentraciones de carga en los puentes y dados de cimentación.

La configuración a nivel de plintos de hundimientos diferenciales que tenían la Catedral y el Sagrario en mayo de 1993, se presenta en la figura 3.17; en la Catedral se observa un asentamiento diferencial entre el plinto correspondiente a la columna C-3 considerado como el plano de referencia (valor cero) y la torre poniente de 2.2 m, y entre ésta y los contrafuertes de las esquinas norte de 0.4 m; y que el desplazamiento vertical relativo entre las torres de 1.2 m. En el Sagrario, la periferia se hunde con relación al centro, manifestándose el diferencial máximo entre las columnas G-10 y la esquina sureste, con un valor de 1.6 m. Esta configuración sirve de

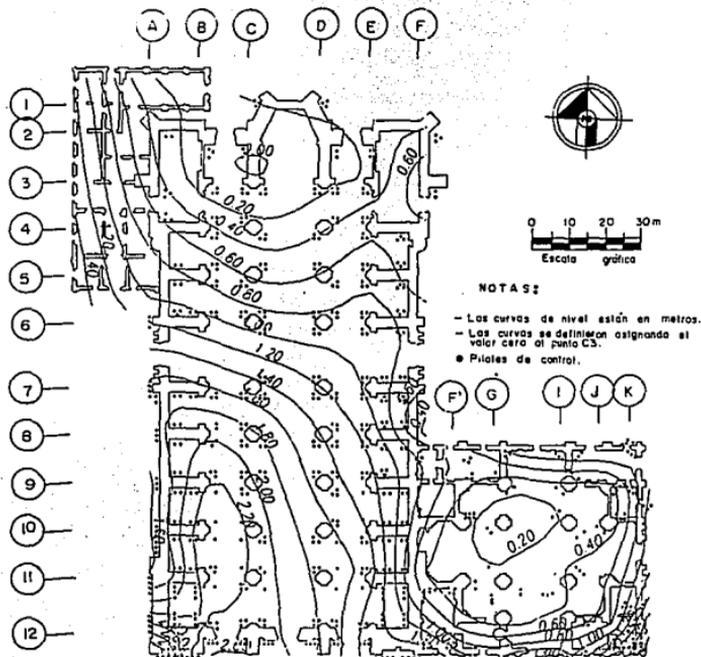


FIG. 3.17 CONFIGURACION EN MAYO DE 1993.

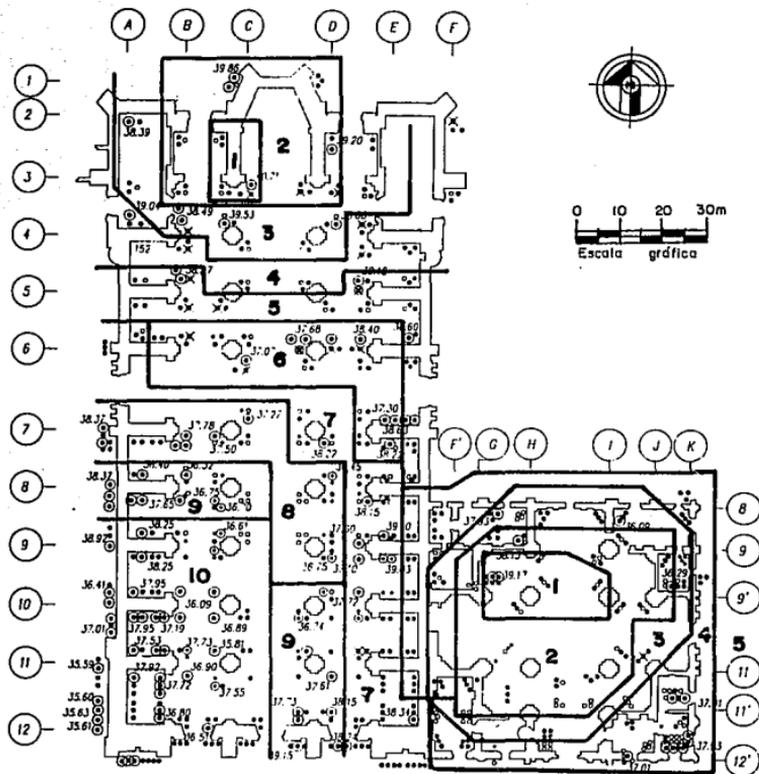
base para la definición del proceso gradual del soltado de puentes de control, a fin de corregir parte de la deformación histórica, comenzando a aflojar en las zonas de menor asentamiento para progresivamente extenderse hacia las de mayor.

La secuencia de aflojado aparece para la Catedral y Sagrario en la figura 3.18; por ejemplo en la Catedral se tiene la zona que comprende a la torre poniente (zona 10) que quedará exenta de esta actividad, en donde se efectúa el mantenimiento y cambio de celdas. En lo que respecta al Sagrario se indican los pilotes de control que servirán para manipular los asentamientos de la porción oriente del templo, y a los que únicamente se les cambiarán las celdas y se les dará mantenimiento. El aflojado iniciará en la zona 1, en ambos templos, girando las tuercas de los espárragos una vuelta completa; al concluir se continuará con la zona 2, enseguida con la 3, y así hasta llegar a la zona 9 y 4 para la Catedral y Sagrario, respectivamente, para proseguir nuevamente con la zona 1; ésto se repetirá hasta que los puentes queden totalmente sueltos, para después retirar los cubos de madera y suspender los puentes en los espárragos. Los pilotes que se encuentran al oriente del Sagrario quedarán exentos de estas actividades.

La construcción de las lumbreras para la subexcavación, se realizó en forma simultánea con la colocación de los pilotes auxiliares en el Sagrario.

Con el fin de determinar la influencia que tiene la construcción de las lumbreras en el comportamiento de los pilotes de control y de fricción negativa, fue necesario llevar a cabo nivelaciones de las cabezas de los pilotes y de sus dados, para establecer la manifestación de acortamientos o alargamientos de la distancia relativa entre estos dos puntos; deduciendo así cuáles trabajan por fricción (sin acortamiento de la distancia citada) y cuáles por punta (acortamiento de la distancia citada).

A lo largo de la subexcavación, los resultados de las nivelaciones quincenales en Catedral y Sagrario permitieron definir el comportamiento de los pilotes de control, precisando su influencia en el proceso de corrección de su comportamiento.



SIMBOLOGIA

- 38.39 Profundidad de despiante del pilote, m.
 ○ Perforación disponible para pilote.
 ● Pilotes de punta.
 ● Pilotes de 45 cm de \varnothing .
 ● Pilotes de 40 cm de \varnothing .
 ✕ Pilotes sin control.

FIG.3.18 SECUENCIA DE AFLOJADO DE PILOTES.

3.5.3.1.3.- Capilla de las Animas.

Con el propósito de lograr que los asentamientos que se inducen por subexcavación en el área de la Catedral y el Sagrario, no pusieran en riesgo la estabilidad de la Capilla de las Animas, ubicada al noroeste de la Catedral, se recimentó con 10 pilotes de punta apoyados en la primera capa dura; éstos están provistos de una funda metálica que evita la transmisión de la fricción negativa al pilote, y con puentes de acero para controlar los desplazamientos verticales.

Para el proceso de carga de los pilotes se utilizó un gato hidráulico de 150 ton y 4 pares de cables de acero (ver figura 3.15).

Se comenzó por la esquina sureste aflojando el puente del primero, para enseguida aplicarle la carga de diseño estática de 100 ton; antes de la aplicación de la carga, fue necesario alinear y centrar el sistema de reacción con respecto al centro del pilote.

Las nivelaciones de la Capilla de las Animas se realizaron con el movimiento controlado de los puentes de reacción, a partir de las nivelaciones topográficas que se realizaron quincenalmente.

3.5.3.2.-Lumbreras de acceso.

El procedimiento constructivo de las lumbreras se inicia con la demolición del pavimento del atrio o la losa del piso de nivel de criptas, para posteriormente demoler el pedraplén con el empleo de rompedoras neumáticas manuales.

En cada una de las lumbreras se instaló un malacate, accionado por motor eléctrico para elevar el suelo, producto de excavación del fondo al nivel de criptas o del atrio, para el caso de las lumbreras interiores y exteriores, respectivamente.

Una vez demolido el pedraplén se construyeron cuatro pozos de bombeo por cada lumbrera, ubicándolos en la periferia de la excavación. La perforación de los pozos se hizo con brocas dealetas y circulación de agua con bote cortador o tubo perforador de 8 pulgadas de diámetro a una profundidad de 4 m debajo del nivel de máxima excavación. El ademe se formó por tubería PVC de 4 pulgadas de diámetro, ranurado éste a partir de donde se localizó el N.A.F. hasta el fondo de la perforación y ciego en la parte superior; además posee una cubierta de malla de mosquitero plástica y está confinado por un filtro de grava de 3/8 de pulgada colocado en el espacio anular entre el ademe y la pared de la perforación.

Cuando el pozo se encuentra ya ademado se le colocan puntas eyectoras con tuberías de inyección de 3/4 de pulgada y retorno de 1 pulgada, con la succión colocada a 30 cm del fondo del ademe.

Las puntas eyectoras de dos pozos colindantes fueron conectadas al sistema general de inyección de agua a presión y retorno al cárcamo de regulación accionado por una bomba centrífuga de motor eléctrico de 15 H.P.

Cuando se terminaron de instalar los sistemas de bombeo, se continuó con la excavación manual por debajo del pedraplén utilizando palas y picos, en tramos de 1 m de longitud.

El bombeo eyector se inició una semana antes de que la excavación llegara al N.A.F., para abatir el agua de manera simultánea con la excavación.

Al finalizar cada tramo de 1 m de excavación por debajo del pedraplén, se procedió a afinar la pared de la lumbrera y colocar una malla electrosoldada separada 3.5 cm de la pared por medio de separadores; inmediatamente después se lanzó una capa de concreto de 7.5 cm de espesor con $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$ que formó el revestimiento primario de la lumbrera; dicha secuencia (excavación-revestimiento) se continuó hasta alcanzar el nivel máximo de excavación de la lumbrera.

A partir del fondo de la excavación se habilitó y colocó el acero de refuerzo, integrado por una retícula de varillas del No. 4 con separación de 20 cm y la cimbra que tendrá 2.85 m de diámetro exterior, de tal manera de formar un muro de concreto armado perimetral de 20 cm de espesor, que constituye el revestimiento definitivo; en el colado se empleó concreto de 250 kg/cm² (ver figura 3.19).

En el primer tramo de revestimiento definitivo se construyó la losa de fondo de 30 cm de espesor, para lo cual se colocó una cimbra perdida de madera troquelada sobre el fondo de la excavación y encima de ésta se habilitó y colocó el acero de refuerzo integrado por un doble lecho de varillas del No. 6, con una retícula de 20 cm de separación en ambos sentidos e igualmente se utilizó concreto de 250 kg/cm².

Integrado a la losa de fondo se deja un tramo de tubería galvanizada de 2 pulg. de diámetro que comunica la cámara que se forma bajo la losa con el exterior.

Para evitar filtraciones a través del concreto del revestimiento de las lumbreras, se colocó un impermeabilizante a base de asfaltos y membranas, sobre toda la superficie del revestimiento primario y la losa de fondo.

En el colado del revestimiento definitivo se empleó cimbra deslizante de acero para eliminar los problemas de juntas de colado.

Para definir el comportamiento de las lumbreras durante los trabajos de subexcavación, se analizaron 2 casos: a) lumbreras como pilas trabajando en punta; y b) lumbreras como pilas trabajando a fricción positiva y punta. Los resultados de los análisis realizados en las lumbreras 1,4 y 19 consideradas como tipo, se presentan enseguida:

Autor	Año	Presión media de contacto en ton/m ²	Observaciones
Arq. Manuel Ortiz Monasterio	1929	10.8	Considera la presencia de criptas.
Arq. Manuel González Flores	1972 a 1976	15.6	Influye la recimentación con pilotes de control.
Ing. Vicente Guerrero y Gama	1977	12.2	Sin considerar la carga que pueden tomar los pilotes de control.

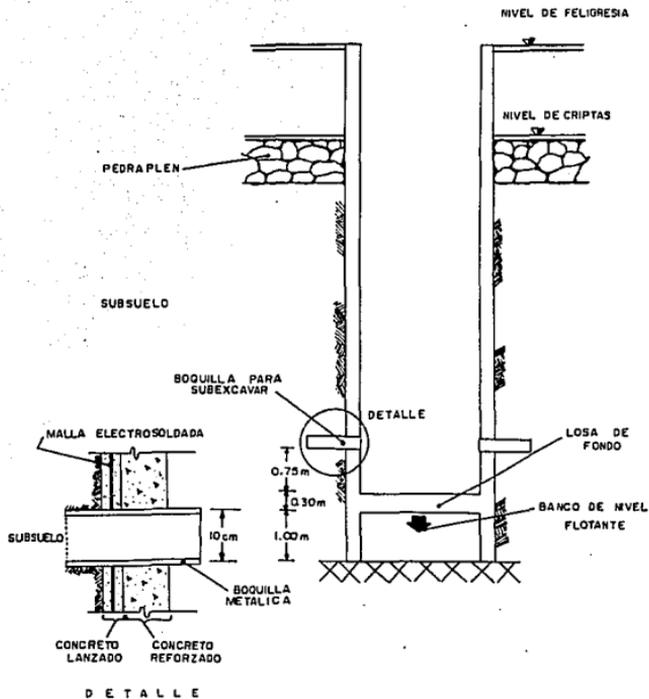


FIG. 3.19 LUMBRERA DE ACCESO.

La carga que produce en las lumbreras la presión media generada por el peso de la Catedral, se evaluó de la forma siguiente:

$$Wse = (A_{gt}) \times (P_m)$$

donde.-

A_{gt} , área tributaria geométrica, m².

P_m , presión media transmitida por la Catedral 15.6 ton/m²

Así tenemos:

Lumbrera	Wse (ton)	Fn (ton)	Qf (ton)	Qp (ton)	Qf + Qp (ton)
1	1,700	526	611	200	811
7	5,080	485	560	800	1,360
19	5,600	485	520	580	1,100

Lumbreras trabajando de punta. Las cargas que intervienen en el equilibrio de las lumbreras son:

- a).-Wse. carga producida por el peso de la Catedral.
- b).-Fn. fricción negativa (Depende de la resistencia no drenada de las arcillas).
- c).-Qp. capacidad de carga por punta (Definida con la resistencia medida con el cono para la profundidad correspondiente).

El F.S. que se obtiene será: $F.S. = (Qp - Fn) / Wse$

Lumbreras trabajando a fricción positiva y punta. Las fuerzas que intervienen son :

- a).-Wse.
- b).-Qf.
- c).-Qp.

El F.S. que se obtiene será: $F.S. = (Qf + Qp) / Wse$

Así, podemos concluir que comparando la carga que en cada lumbrera induce el peso de las estructuras, con las resistencias máximas por fricción y punta que se desarrollan a lo largo de sus paredes y base, se sabe que durante los trabajos de subexcavación las lumbreras descenderán a la velocidad de hundimiento que manifiestan los templos, sin restringir el movimiento.

3.5.3.3.- Procedimiento de subexcavación.

Una vez concluida la construcción de las lumbreras se inició el procedimiento de subexcavación propiamente dicho, con la inducción de un asentamiento de 10 mm en la cimentación de la Catedral a la altura de la columna definida por la intersección de los ejes C-5, extrayendo arcilla de las lumbreras L-8 y L-10.

El día 14 de junio de 1993 se inició la primera subexcavación en la lumbrera 8, para continuar en la lumbrera 10 el 17 de junio del mismo año.

El procedimiento de subexcavación es similar al descrito para el templo de San Antonio Abad.

Para el caso de los templos de Catedral y Sagrario las boquillas están formadas por un tubo de acero de 12.7 cm de diámetro y 60.0 cm de longitud y por un tapón roscado de acero de 13.3 cm de diámetro. Para la instalación de las boquillas se inició con la limpieza de las preparaciones hechas con tubos de PVC rellenos de yeso, que se dejaron en el revestimiento definitivo de las lumbreras; enseguida se excavó horizontalmente hasta alcanzar la longitud de 60.0 cm continuando con la colocación del tubo de acero. El espacio anular entre las preparaciones de PVC y la boquilla, se relleno con "FESTER GROUTH", para lograr un sello impermeable.

A través de cada una de las boquillas dejadas en las paredes de las lumbreras, se hincó a presión un tubo perforador de 10.0 cm de diámetro con el que se realizan las perforaciones radiales de 6.0 m de longitud.

El equipo de subexcavación consta de las siguientes partes principales:

A).-Malacate eléctrico de 2 ton, usado para el descenso a la lumbrera del equipo de subexcavación y para la extracción de los tubos llenos de arcilla.

B).-Mesa de subexcavación, constituida por placas y perfiles de acero; implementada con ruedas y tornillos niveladores para el ajuste de la posición de 20 grados con respecto a la horizontal.

C).-Pistón de gato hidráulico, colocado sobre la mesa, fijo y accionado por una bomba eléctrica. La capacidad del gato es de 12 ton.

D).-Zapata de acero afilada, colocada en el extremo que se hincó en el suelo y acoplada mediante un conector al resto de la tubería.

E).-Tubería de perforación con coples integrados, macho en un extremo y hembra en el otro, conservando los diámetros interior y exterior, en tramos de 1.0 m de longitud.

El procedimiento se realiza por ciclos; las etapas concernientes a un ciclo se ilustran en la figura 3.20 y se enumeran como sigue:

- 1).-Colocación, nivelación y centrado de la mesa con relación a la primera boquilla.
- 2).-Acoplamiento de la zapata, cople y tubería de subexcavación al cabezal del gato, para enseguida iniciar el hincado del primer tramo de tubería (figura 3.20 a) y b)).
- 3).-Alcanzada la máxima longitud de penetración (1.0 m), se comienza la extracción del tubo lleno de arcilla; enseguida se descopla el conector de la tubería y el gato.(figura 3.20 c).
- 4).-Se hace descender desde el nivel de criptas hasta el fondo de la lumbrera una canasta metálica, mediante el malacate en el cual se coloca el tubo lleno de arcilla con una etiqueta. Posteriormente se eleva la canasta hasta llegar al nivel de criptas y se procede a su pasaje, estableciendo el peso y volumen del material subexcavado, anotándolos en la hoja de registro de campo. Al peso total obtenido se le descontó el correspondiente a la zapata, cople y tubos vacíos, para determinar el neto de la arcilla.
- 5).-Se acoplan nuevamente dos tramos de tubo de 1.0 m de longitud cada uno y se hincan en la arcilla para subexcavar el segundo metro; al final se retrae el tubo para pesarlo (figura 3.20.d)).
- 6).-Se continúa el proceso hasta llegar a la longitud de 6.0 m (figura 3.20.e)). Dicha longitud puede variar en aquellas que interceptan pilotes de control.
- 7).-Colocación, nivelación y centrado de la mesa con relación a la segunda boquilla.

A continuación se hace el seguimiento de los pasos 2 a 6 para cada una de las boquillas con disposición radial en la lumbrera.

8).-Una vez que se haya generado el cierre plástico de las penetraciones, se repite el ciclo completo, es decir, se inicia nuevamente con la primera boquilla hasta llegar a la última, completando un segundo ciclo (figura 3.20 f)).

A fin de evitar confusiones respecto a las boquillas, se utilizó un sistema de referencia consistente en la numeración cartesiana (contraria a las manecillas del reloj).

Las brigadas que ejecutan la subexcavación, están formadas por cinco personas que realizan toda la maniobra; dos de ellos centran el pistón y acoplan la tubería, les ayuda un operador de la unidad de potencia hidráulica para penetrar y extraer el pistón; en el exterior de la

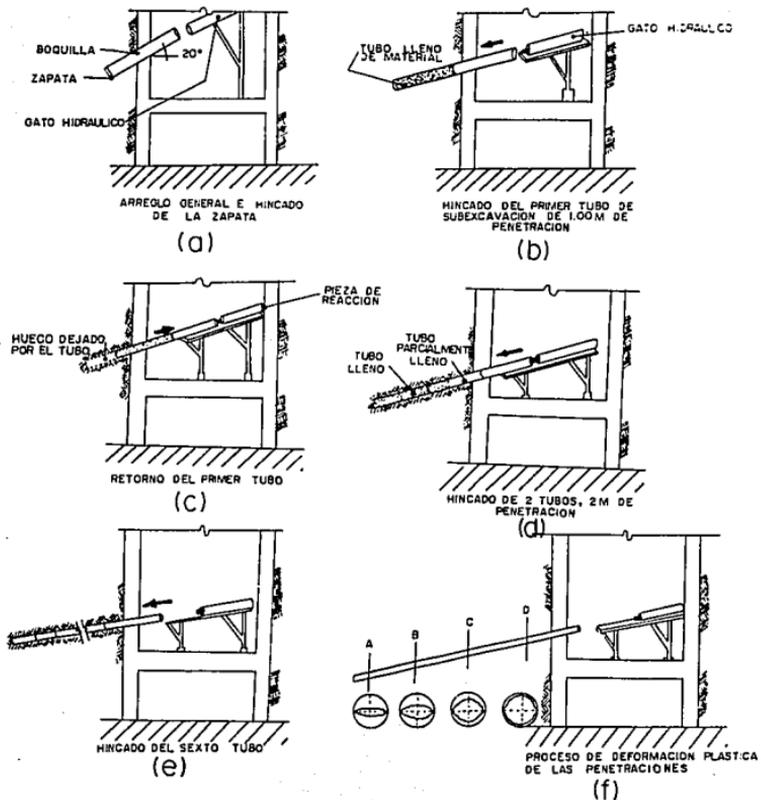


FIG. 3.20 PROCEDIMIENTO DE SUBEXCAVACION.

lumbera trabaja un malacatero para subir y bajar los tubos en la canasta. En la subexcavación simultánea de dos lumberas se emplean dos operadores para transportar, extraer y pesar el material y un ingeniero coordinador de las actividades quien controla los datos en los registros.

El sistema de bombeo utilizado para el desarrollo de la técnica consiste en 4 puntas eyectoras con mangueras de inyección y descarga de 13 y 19 mm, respectivamente; que se conectan al sistema general de circulación de agua, formado por tuberías de acero de 76 mm de diámetro, comunicadas a un cárcamo regulador. La circulación de agua se impone por medio de bombas centrifugas horizontales de motor eléctrico de 15 H.P.

Al término de la subexcavación en las lumberas L-8 y L-10, para lograr un asentamiento de 10 mm en la cimentación de la columna definida por la intersección de los ejes C-5, se continuó de la siguiente manera:

1).-Se extrajo arcilla de todas las penetraciones de las lumberas L-6, L-7, L-8, L-10 y L-11 localizadas en la parte central de la Catedral al norte del crucero. El número de pasadas completas será de dos, lo que produce un hundimiento teórico máximo de 2.0 cm.

2).-Se continuó ejecutando todas las boquillas de las lumberas L-1, L-2, L-3, L-4, L-6, L-7, L-8, L-10 y L-11. Se efectuaron dos pasadas al igual que en el caso anterior, generándose un asentamiento teórico máximo de 4.0 cm.

3).-Posteriormente, se subexcavaron todas las penetraciones de las lumberas L-1 a L-16, realizando dos pasadas completas, induciendo un descenso teórico máximo de 6.0 cm.

Para cumplir con el proceso anterior fue necesario que en cada lumbera laborara diariamente una brigada.

3.5.3.4.- Interpretación de resultados.

Para llevar a cabo la interpretación de los resultados que se han ido obteniendo mediante el desarrollo del proceso, se realizan periódicamente juntas técnicas en la Dirección General de Sitios y Monumentos del Patrimonio Cultural, SEDESOL, en la que se revisan los aspectos relativos al proyecto para la Corrección Geométrica de la Catedral y Sagrario Metropolitanos.

A fin de conocer la eficiencia de la técnica hasta antes de diciembre de 1993, se analizaron las medidas de cierre registradas en las seis primeras pasadas de las lumbreras 1,2,3,4,6,7,8,10 y 11. El cierre longitudinal de la subexcavación se midió introduciendo escantillones semiesféricos de PVC montados en una tubería ligera de 2.5 cm de diámetro, en tramos de 1.5 m con acoplamiento en sus extremos; se midió a partir del fondo de las penetraciones (punto más alejado de la lumbrera).

Los escantillones son de 1,2 y 3 pulgadas de diámetro, que se acoplan a la punta de la tubería.

Ante esto se concluyó lo siguiente:

1).-El cierre de las penetraciones es función del tiempo (T) y del número de pasadas (Np) y se puede expresar con una ecuación hiperbólica de la forma:

$$\text{Cierre (C)} = (T) / ((1.48 Np^{-0.76}) + (1.124 Np^{0.48})(T))$$

2).-A medida que el número de pasadas aumenta, el cierre tiende a disminuir con una tendencia a permanecer constante a partir de la sexta pasada, lo que coincide cualitativamente en general con lo que se ha observado durante la ejecución de los trabajos de subexcavación.

3).-El cierre ocurre en forma de pequeños caídos. Una vez que el pequeño caído se presenta, el fragmento se humedece y reblandece.

4).-De lo anterior se concluye que es necesario usar un tipo de remoldeador que ayude a acelerar el cierre de la subexcavación y aumentar la cantidad de material extraído por pasada.

Para acelerar el cierre, se diseñó y construyó el remoldeador que se presenta en la figura 3.21. Consiste fundamentalmente en dos manos con tres uñas cada una, cuya abertura máxima es de 18.4 cm inclinadas 45 grados aproximadamente y son las encargadas de remoldear el suelo. El remoldeador está unido con bisagras a una barra de 2 pulgadas que se acopla mediante pernos y un pistón subexcavador.

Para operar el remoldeador se coloca dentro de la perforación y al pasar la boquilla se ajusta a su abertura máxima (18.4 cm) y se introduce con ayuda del pistón acoplándolo a la tubería de pernos usada en la subexcavación hasta llegar a 5 m de profundidad. El último metro no se remoldea debido a que éste cierra en menos tiempo (generalmente al terminar de subexcavar las boquillas éste ya cerró).

El remoldeador se comenzó a usar el 16 de diciembre de 1993; los resultados obtenidos con su uso indican un incremento considerable de material extraído por penetración, siendo éste del orden de 2.7 veces.

El dispositivo fue probado antes de su utilización definitiva, de dos maneras: primero, en el mes de diciembre, remoldeando primero todas las penetraciones y posteriormente subexcavando; y segundo, en el mes de enero, remoldeando y subexcavando penetración por penetración. Se concluyó que el primer método es más efectivo, ya que el rendimiento promedio fue mayor, pues al remoldear más penetraciones la zona de cedencia se amplía y el cierre se acelera.

Es importante advertir que para interpretar el cierre de las subexcavaciones se tomó en cuenta que para una longitud subexcavada de 6.00 m, el tramo de boquilla de 0.60 m reduce la longitud efectiva de cierre a 5.40 m; para longitudes de subexcavación menores, esto es, las que interceptan pilotes, también se restarán los 0.60 m de boquilla.

La expresión para cuantificar el porcentaje de cierre es:

$$\text{Cierre en \%} = (\text{Longitud cerrada} / (\text{Longitud total} - 0.60))$$

Además se sabe que en tramos cercanos a la lumbrera y a pilotes el cierre será a menor velocidad.

Para estimar el volumen de subexcavación anual se emplearon los datos de rendimiento semanal para las lumbreras L-1, L-2, L-3, L-4, L-6, L-7, L-8, L-10, y L-11 por tener mayor tiempo de operación, en las que se obtuvo el rendimiento promedio para los diferentes modos de operación, (1/2 lumbrera, ¾ lumbrera y lumbrera completa). En la siguiente tabla se presenta el

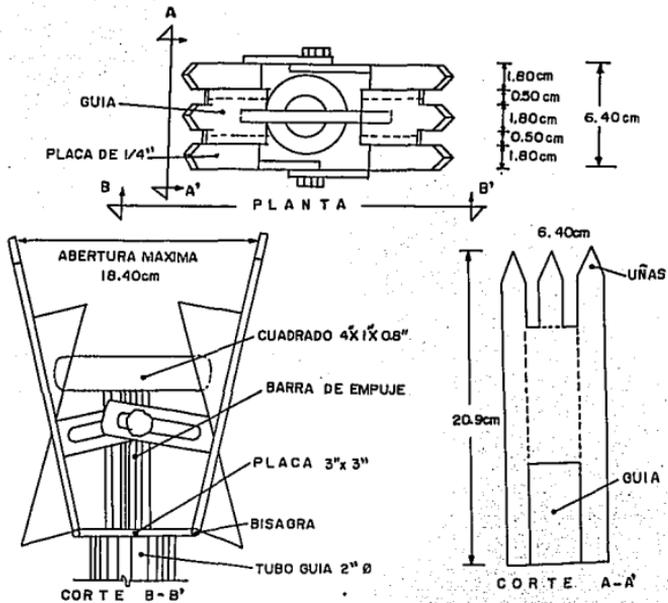
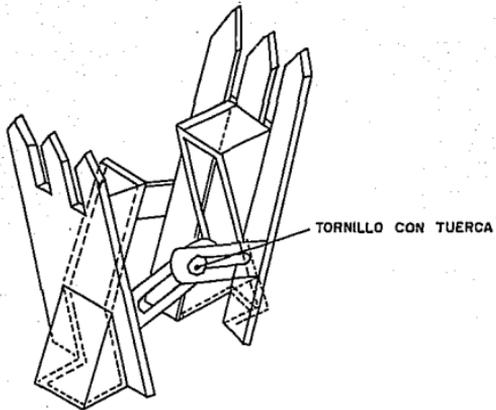


FIG. 3.21 REMOLDEADOR.

rendimiento por lumbrera, considerando el peso volumétrico promedio del material subexcavado igual a 1.3 ton/m³.

Lumbrera	Semanas de operación	Modo de operación	kg/semana	t/semana	Volumen en m ³
1	52	½ lumbrera	372	0.372	14.88
2	52	¾ lumbrera	656	0.656	26.24
3	52	¾ lumbrera	656	0.656	26.24
4	52	lumbrera	812	0.812	32.48
5	19.7	½ lumbrera	372	0.372	5.64
6	52	lumbrera	812	0.812	32.48
7	52	lumbrera	812	0.812	32.48
8	52	lumbrera	812	0.812	32.48
9	19.7	½ lumbrera	372	0.372	5.64
10	52	lumbrera	812	0.812	32.48
11	52	lumbrera	812	0.812	32.48
12	52	½ lumbrera	372	0.372	14.88
13	52	lumbrera	812	0.812	32.48
14	52	lumbrera	812	0.812	32.48
15	52	lumbrera	812	0.812	32.48
16	52	¼ lumbrera	656	0.656	26.24
17	52	lumbrera	812	0.812	32.48
18	43.3	lumbrera	812	0.812	27.05
19	52	lumbrera	812	0.812	32.48
20	52	lumbrera	812	0.812	32.48
21	30.4	lumbrera	812	0.812	18.99
22	52	lumbrera	812	0.812	32.48
23	43.4	lumbrera	812	0.812	27.11
24	52	lumbrera	812	0.812	32.48
25	52	lumbrera	812	0.812	32.48
26	30.4	lumbrera	812	0.812	18.99
27	30.4	¾ lumbrera	656	0.656	15.34
28	30.4	¾ lumbrera	656	0.656	15.34
29	43.5	lumbrera	812	0.812	24.17
30	30.4	¾ lumbrera	656	0.656	15.34
				TOTAL	772.27

Considerando que la Catedral está construida sobre un área de 7,200 m² y el Sagrario sobre una de 2,299 m², el orden de magnitud de desplazamientos promedio generado por la subexcavación será de:

$$777.27 \text{ m}^3 / 9,499 \text{ m}^2 = 0.0813 \text{ m} = 8.13 \text{ cm}$$

Si se considera un desplazamiento nulo en la zona sur, el asentamiento generado será el doble en la zona norte (16.26 cm), a lo cual deberá adicionarse el hundimiento regional (7.2 cm/año), es decir, el asentamiento total anualizado será del orden de 23.46 cm en la zona norte.

Para tener una idea de la relación volumen subexcavado vs tiempo, en cuanto al análisis teórico (tabla anterior) y lo observado en la práctica (registros de campo), durante las primeras etapas de proceso, se realizaron gráficas, las cuales se muestran en las figuras Nos. 3.24.a) y 3.24.b).

3.5.3.5.-Interacción de la técnica de subexcavación con el cajón del metro.

En el presente subtema se estudiará la interacción⁵ de la técnica de subexcavación con el cajón del metro, correspondiente a la línea 2, la cual corre por la calle de Guatemala, pasando a unos cuantos metros del ábside de la Catedral (ver figura 2.17) y siendo ésta la zona que se desplazará más durante los trabajos de renovación.

La empresa TGC Geotecnia, S.A. de C.V., realizó una simulación por computadora mediante el método de elementos finitos con el objeto de estudiar los efectos en el cajón del metro en un campo de desplazamientos que simula al que se induciría por la subexcavación.

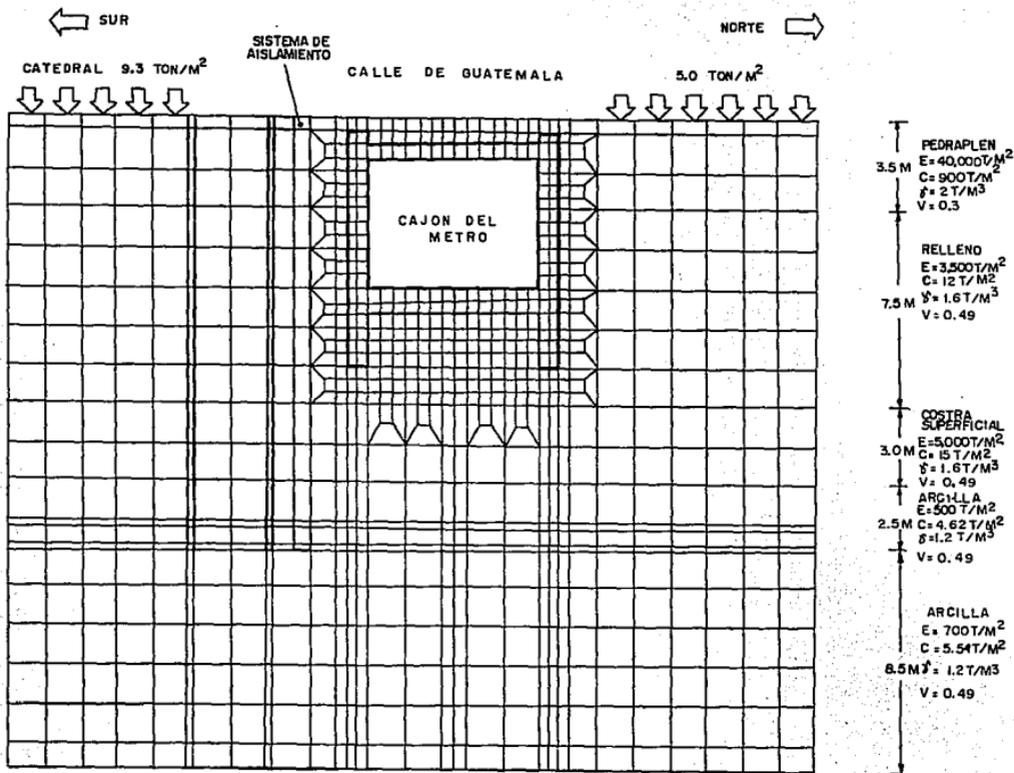
La geometría considerada es la que se muestra en la fig 3.22; el problema se modeló como uno de deformación plana y para ello se utilizaron elementos cuadriláteros bidimensionales, que también se emplearon para modelar una zanja de aislamiento en la que los materiales tienen baja resistencia al esfuerzo cortante; además se usaron elementos friccionantes de contacto para simular el tablestacado que podría funcionar como otra opción para aislar el cajón del metro de la influencia del campo de desplazamientos inducidos bajo la Catedral y Sagrario durante las obras de renovación.

En las fronteras verticales del modelo se restringieron los desplazamientos horizontales y la frontera inferior se puso fija. En algunos de ellos se tiene una oquedad formada por nudos que se dejaron libres para introducir desplazamientos que simulen lo que producirá la subexcavación. En la frontera superior se aplicó una carga uniformemente repartida de 9.3 ton/m² que corresponde aproximadamente a la presión media de contacto que transmite la Catedral en esta zona; la carga debida a las construcciones ubicadas en la acera norte de la calle de Guatemala se consideró igual a 5 ton/m², y se aplicó en el lado derecho de esta frontera. A estas presiones se agregaron el peso del pedraplén y el de la losa de cimentación considerados como parte del modelo de elementos finitos.

La estratigrafía de la zona estudiada se definió con base en los resultados de la exploración geotécnica llevada a cabo con anterioridad. Para representar el pedraplén en la parte superior se consideró un estrato rígido de 3.4 m de espesor. La malla de elementos finitos se extiende en su parte inferior hasta la arcilla, al nivel de subexcavación. La figura 3.22 ilustra la estratigrafía y la malla de elementos finitos.

5 Se define como interacción a la influencia recíproca entre dos sistemas.

FIG. 3.22 MALLA DE ELEMENTOS FINITOS.



Los suelos se modelaron como materiales elastoplásticos caracterizados por los siguientes parámetros: Módulo de Young, E ; coeficiente de Poisson, ν ; resistencia no drenada, c_u ; peso volumétrico natural, γ . Las resistencias se determinaron a partir de los resultados de cono eléctrico y de las pruebas mecánicas del laboratorio realizadas en muestras inalteradas; los valores del módulo de Young (E) se obtuvieron de las curvas esfuerzo-deformación correspondientes a ensayos triaxiales no drenados. En los suelos plásticos el coeficiente de poisson se aceptó igual a 0.49 y en los materiales no plásticos como el pedraplén, se tomó $\nu = 0.3$. El concreto para el cajón del metro se modeló suponiendo que tiene $f'c=250$ kg/cm².

Para modelar la subexcavación se dejó una oquedad dentro de la malla de elementos finitos. Esta oquedad simula a la que se produciría al subexcavar un barreno de 1.6 m de diámetro y de 6 m de longitud; sus dimensiones desde luego exceden mucho a las que tendrán las penetraciones durante la subexcavación, pero permiten probar la efectividad de las medidas de aislamiento bajo condiciones extremadamente desfavorables. También permite valorar los efectos acumulados de la subexcavación en el cajón del metro, en caso de que este último no se aisle.

El sistema de aislamiento tiene por objeto modificar la naturaleza de la interacción entre el cajón del metro y el subsuelo durante el proceso de subexcavación para evitar que los desplazamientos verticales inducidos en el subsuelo que subyace a la Catedral, afecten el funcionamiento del cajón; estos efectos se manifiestan principalmente en la zona del ábside, a lo largo de la calle de Guatemala.

Se propusieron dos opciones para aislar el cajón del metro: la construcción de una zanja rellena con lodo bentonítico y la de una tablestaca tratada especialmente para reducir la adherencia entre ésta y el suelo. La primera se modeló con elementos bidimensionales de deformación plana, la segunda se presenta por medio de elementos de contacto.

Para simular las características de la zanja con lodo dentro e ella, los elementos bidimensionales de deformación plana se consideraron como materiales con un módulo de Young y un esfuerzo de cedencia muy bajos.

Los elementos de contacto transmiten fuerzas compresionales en direcciones perpendiculares a las de su eje; cuando se producen fuerzas de tensión, los elementos se abren provocando una discontinuidad en la malla. Además de lo anterior, estos elementos transmiten fuerzas tangenciales a lo largo de su eje que son proporcionales a las que actúan en su dirección perpendicular. La constante de proporcionalidad es equivalente al coeficiente de fricción entre los elementos de contacto y el resto de la malla.

Los cambios en las distribuciones de esfuerzos cortantes y deformaciones se estudian haciendo un análisis comparativo antes y después de la colocación de la discontinuidad que puede representar un tablestacado o una zanja rellena con material de baja resistencia al esfuerzo cortante; la discontinuidad fue representada a diferentes profundidades para observar variaciones

en su comportamiento. Con base en estos análisis se concluyó que a partir de una profundidad de 3 m bajo el nivel del fondo del cajón, la zanja y la tablestaca reducen sensiblemente los esfuerzos cortantes inducidos para la subexcavación de la estructura. Se decidió utilizar una profundidad que coincide con la de las lumbreras, para reducir aún más estos efectos, considerando que a partir de este nivel y hacia arriba se desarrollan principalmente los asentamientos. Los resultados que se presentan en seguida se refieren a análisis de zanjas y tablestacas llevadas hasta la base de las lumbreras.

Análisis	Resultados
Usando zanjas	Los resultados indican que las concentraciones de esfuerzos disminuyen cuando existe una discontinuidad en el terreno, como la de la lumbrera, además de que a mayor profundidad de la discontinuidad, los esfuerzos se disipan más rápidamente y por consiguiente el efecto resulta prácticamente despreciable sobre el cajón del metro.
Usando tablestacas	La comparación de los resultados de las dos corridas, con y sin lumbrera demuestran que las tablestacas aíslan efectivamente al cajón del metro y reducen considerablemente los esfuerzos cortantes inducidos por la subexcavación.

Concluyendo con este análisis, podemos decir que si se crea una discontinuidad en el campo de desplazamientos, ya sea mediante una trinchera rellena de fluido de baja o nula resistencia al esfuerzo cortante; o bien, una tablestaca sin fricción, se obtienen resultados adecuados, esto es, que ambas opciones funcionan.

En lo que se refiere a la distribución de esfuerzos, ambos sistemas funcionan también satisfactoriamente, aunque la zanja es más eficiente en la función de evitar la transmisión de esfuerzos cortantes al cajón del metro.

La lumbrera contribuye a disminuir los esfuerzos en el cajón del metro a costa de sufrir incrementos de esfuerzo en su revestimiento que, sin embargo, son tolerables con un buen margen de seguridad.

Ambas opciones son viables técnicamente; por consiguiente la solución final del sistema de aislamiento se hará en función del que presente un mejor comportamiento a largo plazo y de factores como el costo de construcción y operación.

Posteriormente a esta modelación se realizaron nivelaciones como parte del proceso de monitoreo, a fin de conocer la posible influencia que pudiera tener el desarrollo de la técnica sobre el cajón del metro, siendo éstas:

EMPRESA "A".

Esta empresa realizó tres nivelaciones entre junio y agosto de 1993, que parten del banco profundo de Catedral (a 100.4 m de profundidad) y se llevan a una referencia superficial cercana al asta-bandera del Zócalo.

Las nivelaciones se hicieron en el interior del cajón del metro, en puntos situados en los dos lados, entre las estaciones Allende y Zócalo.

EMPRESA "B".

Las nivelaciones a lo largo el metro se iniciaron el 23 de marzo de 1992 con siete puntos superficiales de observación, para el 12 de octubre de 1992 se ampliaron a once puntos porque a esa fecha se tenía en operación el sistema de bombeo en Catedral. Las nivelaciones parten del banco profundo de 100.4 m y se nivelan los puntos superficiales.

La comparación de los resultados obtenidos por ambas empresas (las mediciones de la empresa "B", que cubren un lapso mayor de tiempo y las de la empresa "A", que corresponden a un tramo más largo del cajón), permite asegurar que son muy semejantes.

Las mediciones topográficas realizadas por estas empresas demostraron que el efecto del sistema de bombeo de la Catedral es tolerable para el cajón del metro; que longitudinalmente sus pendientes cambian anualmente en la calle de Guatemala en 3/10,000 y en 4/10,000 en la de seminario y que tenderán a disminuir, presentándose un efecto correctivo en la calle transversal al cajón.

En canto a la influencia de la subexcavación, ésta será imperceptible al cajón del metro si se instala una pantalla de suelo de baja resistencia a 20 m de profundidad.

Como se vio al principio de este subtema, al hablar de interacción, debemos analizar la influencia que pudiera tener el cajón del metro para con los templos.

Así, puede hablarse del efecto de vibración originado por el funcionamiento del metro, el cual y según se tiene entendido, no repercute en el comportamiento de los templos, ya que el comboy del metro se desplaza mediante llantas de hule, siendo bastante silencioso.

Si comparamos dos situaciones: Una persona parada en la calle sentirá la vibración originada por un trailer al pasar junto a ella; pero por el contrario, si junto a esta persona pasa el comboy del metro, ella jamás sentirá vibración alguna. Lo que nos permite concluir que la influencia del cajón del metro para con los templos es casi nula.

3.5.3.6.- Monitoreo de la estructura.

Como en todo proyecto ingenieril, se requirió corroborar la similitud que debe existir entre el comportamiento de la estructura teórico calculado y el comportamiento real; para ésto se adoptó una técnica de medición que permitiera detectar los movimientos estructurales correctivos que se inducen en la Catedral y el Sagrario como consecuencia de la influencia del proceso de subexcavación.

La instrumentación está integrada por los siguientes elementos:

A).-Medidas de convergencia.

La manera de hacer estas mediciones consiste en definir la distancia entre puntos fijos previamente referenciados; para al caso de los arcos de las estructuras de Catedral y Sagrario, fue necesario implementar un mínimo de 5 puntos de referencia, como se indica de manera esquemática en la figura 3.7 b). Se analizan las mediciones directas con flexómetro de precisión, con extensómetros, o bien con distanciómetros.

Para elegir el instrumento a utilizar se tomó en cuenta que si se desea inducir un movimiento de giro a la estructura (como cuerpo rígido), las longitudes de las cinco líneas no sufrirán cambio; por ello los extensómetros no señalarán ninguna modificación. En cambio el control de las mediciones con tránsito y distanciómetro permiten definir los desplazamientos de las coordenadas x,y,z.

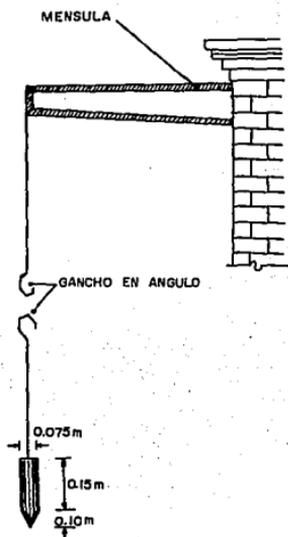
Así se decidió hacer uso de un tránsito equipado con distanciómetro, instrumentando de 5 a 7 puntos por arco y 3 por columna; se cuenta así con 13 puntos en cada arcada.

Al definir las coordenadas en el espacio de todos estos puntos, se determinan los movimientos y deformaciones agrupando los puntos en redes sobre planos horizontales y verticales.

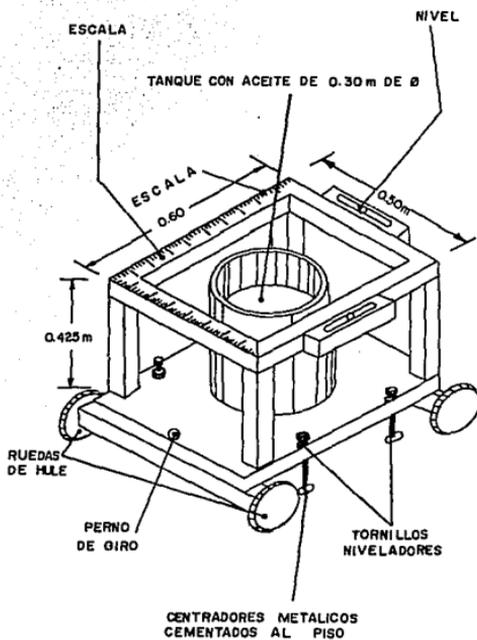
B).-Medición de la desviación de plomadas en columnas.

El proceso de subexcavación de las cimentaciones de la Catedral y el Sagrario, induce cambios en los plomos de las columnas, que se detectan con la ayuda de plomadas suspendidas en ménsulas instaladas en las cornisas (figura 3.23 a)); para ello se usa un dispositivo móvil de referencia que permite evaluar esos cambios en un plano horizontal situado a 50 cm del piso de feligresía.

La mayoría de las ménsulas que fijan las plomadas se ubicaron a 13 m de altura.



(a)



(b)

FIG. 3.23 MONITOREO DE LOS TEMPLOS.

Las mediciones de los desplazamientos verticales se ejecutan con cintas graduadas en milímetros.

El marco móvil de referencia se posiciona y nivela mediante 4 tornillos niveladores, cuya punta penetra en las marcas fijas practicadas en el piso de la feligresía.

Como se observa en la figura 3.23 b) el tanque de aceite aloja la plomada metálica de 6.3 kg de peso, su función es amortiguar las desviaciones por el efecto de las corrientes de aire, posee una cubierta de membrana muy flexible que evita que se derrame el aceite durante los movimientos entre puntos; durante los cuales la plomada descansa en el interior del tanque.

Una vez orientado en dirección norte, posicionado y nivelado el marco, se engancha el hilo de la plomada con el que pende la ménsula; esa unión se hace con dos ganchos con aristas⁶ en ángulo, a por lo menos 2.5 o 3.0 m de altura sobre el nivel de piso.

Antes de iniciar las mediciones se marca en el piso de la feligresía la posición inicial de la plomada practicando una pequeña perforación, en la que se introduce con adhesivo un pequeño alambre de bronce de 2 mm de diámetro.

Una vez instalada la plomada se hacen las mediciones.

C).-Nivelación de puntos en la zona de criptas.

Con la finalidad de relacionar el comportamiento del nivel de plintos con el del piso de criptas fue necesario ubicar, colocar y medir puntos topográficos en la zona de criptas.

Las nivelaciones en criptas se llevan a cabo durante el mismo periodo de tiempo que la que se efectúa en el nivel de plintos, con objeto de llevar un control del comportamiento de la estructura en estos dos niveles al estar operando las lumbreras para la corrección geométrica de los templos.

D).-Nivelación de puntos en piso y bóvedas.

Igualmente se realizan nivelaciones en el piso y las bóvedas, para conocer el comportamiento de éstos ante la subexcavación.

Se ubicaron puntos para medirlos topográficamente. En el caso de las bóvedas se marcaron puntos sobre de éstas identificándolos con fichas.

6 Se define como arista a la intersección de dos planos.

Toda la información resultado de las nivelaciones se vaciaba en gráficas que permiten comparar la evolución de los movimientos a nivel de piso y a nivel de bóvedas.

E).-Nivelación de puntos en los atrios norte y sur.

Para conocer mejor el comportamiento de Catedral y Sagrario ante los trabajos de corrección geométrica, se instalaron puntos topográficos en la zona norte y sur de los edificios; éstos consisten en marcas de pintura sobre el piso con un clavo en la parte central, para realizar las mediciones.

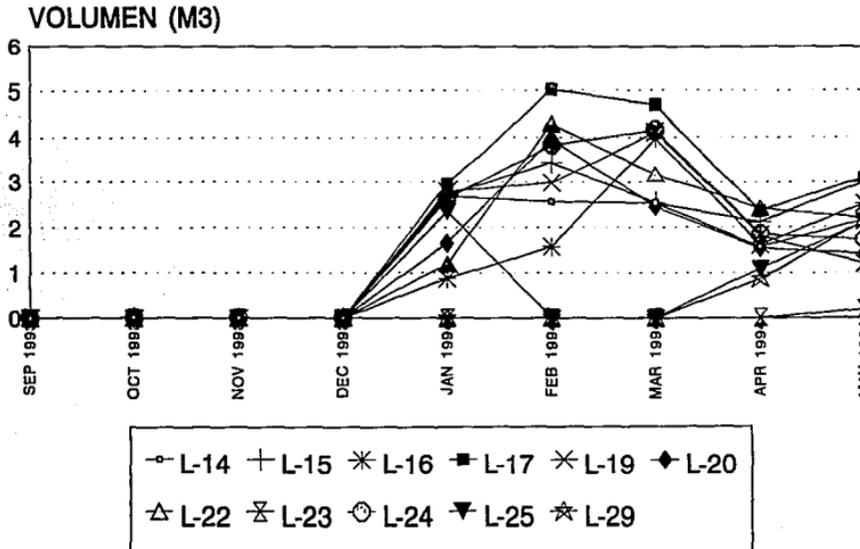
Al norte de la Catedral se instaló una retícula de 16 x 3 puntos de nivelación, separados 5.00 m cada uno de ellos en la dirección oriente-poniente y 4.00 m en la dirección norte-sur. Las mediciones realizadas en estos puntos indican el comportamiento de la zona al efecto de la subexcavación y a la respuesta de las perforaciones que se realizan en la zona norte como procedimiento para generar una liberación de esfuerzos en el pedraplén.

Al sur de los templos se colocó una retícula de 23 x 3 puntos de nivelación, 23 en la dirección oriente-poniente y 3 en la norte-sur, en ambas direcciones se tiene una separación de 5.0 m entre cada punto. Esta retícula topográfica indica el comportamiento del piso al efecto de giro de la fachada sur hacia el norte.

TEMPLOS DE CATEDRAL Y SAGRARIO

Volumen subexcavado en cada lumbrera

FIG. 3.24. B) GRAFICA DE VOLUMEN-VS- TIEMPO.

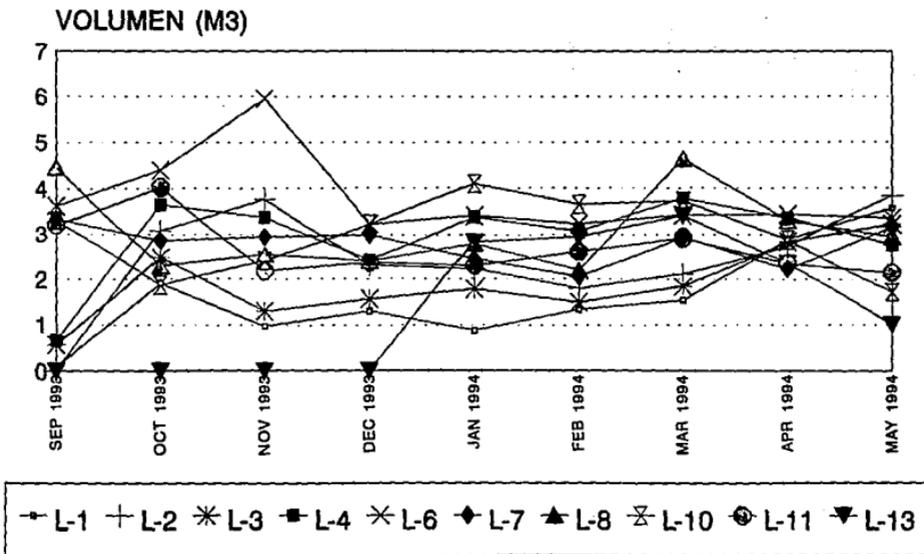


Subexcavación

TEMPLOS DE CATEDRAL Y SAGRARIO

Volumen subexcavado en cada lumbrera

FIG. 324 GRÁFICA DE VOLUMEN VS. TIEMPO.



Subexcavación

CONCLUSIONES

El proceso de hundimientos diferenciales se inició en los templos de Catedral y Sagrario desde la construcción de sus cimentaciones; lo cual obligó a los arquitectos de aquella época a realizar ingeniosos ajustes arquitectónicos para disfrazar sus efectos y hacer frecuentes reparaciones.

Dichos hundimientos se originaron de distintas fuentes; principalmente, la preconsolidación diferencial, inducida por el peso de las antiguas construcciones Aztecas en la zona de los templos; en segundo término el hundimiento regional, el cual sufrió una drástica aceleración en su velocidad debido al abatimiento de presiones al extraer un volumen considerable de las aguas freáticas para el consumo de la población. Además, la distribución de esfuerzos que transmite la superestructura a la cimentación no es uniforme, ya que debemos recordar que el peso de las torres es mucho mayor que el de otros elementos.

Así, estos fenómenos han traído consigo el consecuente diferencial acumulado de 2.42 m entre el abside y la torre poniente, que se ha traducido en la formación de grietas y el desplome de columnas, entre otras consecuencias estructurales.

Se tiene conocimiento de que en un periodo de aproximadamente 60 años se tendría entre el abside y la torre poniente un diferencial adicional de 1.90 m, haciendo imposible la estabilidad de las estructuras, si no se aplicara alguna técnica que corrigiera la geometría de los templos.

A fin de detener los hundimientos de los templos se ideó recimentarlos; primeramente reforzando sus cimentaciones originales (primera recimentación), mediante elementos que se pensaba rigidizarían la cimentación; y finalmente, colocando pilotes de control (segunda recimentación). Ambas técnicas resolvieron las dificultades por un lapso de tiempo sumamente corto, pues posteriormente y debido al hundimiento regional, entre otros factores, se presentaron dificultades nuevamente.

Por lo anterior, en 1990 se analizaron técnicas, que aunque no corrigieran en un 100% la problemática existente, por lo menos nulificarían la posibilidad de colapso de las estructuras. Tras los análisis concienzudos de estas opciones de recimentación, se adoptó la técnica de subexcavación, que permitía el descenso de las zonas altas (abside y torre oriente de Catedral y parte central del Sagrario) respecto a las de mayor hundimiento (torre poniente de Catedral y zona perimetral de Sagrario).

La técnica de subexcavación fue experimentada en el templo de San Antonio Abad, obteniéndose resultados aceptables, lo cual dio la pauta para su posterior aplicación en la Catedral y el Sagrario.

Con esta técnica se pretende devolver a los templos la configuración de plintos que tenían en 1934, siendo ésta, una posición más estable.

Así, habiendo analizado el comportamiento geotécnico de la Catedral y el Sagrario metropolitanos, podemos decir que no ha sido fácil dar solución a un problema que se originó desde hace más de 430 años y que día con día presenta nuevos retos que deben enfrentarse.

El comportamiento precedente de los templos nos indica, así como los factores que los afectan, que los asentamientos nunca cesarán, ya que el hundimiento regional es un fenómeno que no se detiene, por lo que el proyecto considera que por lo menos en otras dos ocasiones se tendrán que realizar trabajos de subexcavación, por ello las lumbreras se dejarán habilitadas para facilitar estas actividades, aunque también es factible que en el futuro se desarrolle alguna técnica opción que ofrezca ventajas y que convenga aplicar a los templos, en cuyo caso la subexcavación no ofrece ningún obstáculo.

BIBLIOGRAFIA

- Alcocer, Ignacio.
Apuntes sobre la antigua México-Tenochtitlán.
Instituto Panamericano de Geografía e Historia.
Tacubaya, D.F.
México 1935.
- G. Serrano, Luis.
La traza original con que fue construida la Catedral de México.
Por mandato de su magestad Felipe II
Editorial UNAM.
- Guerrero y Gama, V.
Algunos cálculos relativos a la cimentación de la Catedral y del Sagrario Metropolitanos.
1976.
- Juárez Badillo y Rico Rodríguez.
Mecánica de suelos.
Tomos I, II y III.
Editorial Limusa.
Tercera edición.
- Marsal, Raúl J. y Mazari, M.
El subsuelo de la ciudad de México.
Tomos I y II.
Instituto de Ingeniería, UNAM.

- Mazari, M., Marsal R. J. y Alberro J.
Los asentamientos del Templo Mayor analizados por la mecánica de suelos.
Instituto de ingeniería, UNAM.
- México-Tenochtitlán 1325-1975.
Presente, pasado y futuro de una gran Ciudad.
Fomento Cultural Banamex, A.C.
México 1976.
- Secretaría de Desarrollo Social (SEDESOL).
La Catedral metropolitana y el Sagrario de la ciudad de México.
Corrección del comportamiento de sus cimentaciones.
México.
- Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología (SEDUE).
Estudio de las cimentaciones de la Catedral y el Sagrario metropolitanos de la Ciudad de México.
Informe preparado por TGC Geotécnica.
- Simposio 10 de marzo de 1978.
El subsuelo y la ingeniería de cimentaciones en el área urbana del Valle de México.
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- Terzaghi, Karl.
Mecánica de suelos en la ingeniería práctica.
Editorial librería "El Ateneo".
Tercera edición.
- Toussaint, Manuel.
Iglesias de México.
Volumen II. La Catedral de México.
Editorial Banco de México, S.A.
Imprenta México.

- Toussaint, Manuel.
La Catedral de México y el Sagrario Metropolitanos.
Editorial Porrúa.
- Zavala, Silvio.
Una etapa en la construcción de la Catedral de México al rededor de 1585.
Jornadas 96.
El Colegio de México.
Centro de Estudios Históricos.